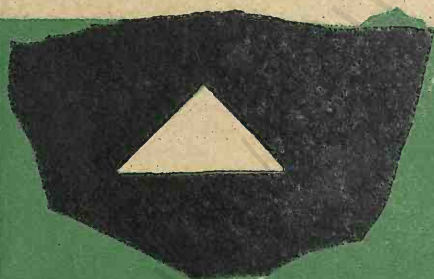


D. GEORGESCU
C. MARINESCU
ȘT. BENEĂ

II-4.204

determinarea
caracteristicilor
mecanice
ale *rocilor*



Lucrarea reprezintă o sinteză a celor mai importante concepte teoretice și a celor mai utile procedee noi de determinare a caracteristicilor mecanice ale rocilor supuse influenței diferitelor construcții.

În capitolul I se prezintă corpul geologic, ca un volum de rocă selectat în vederea cercetării, aflat în interacțiune cu o anumită construcție. Se prezintă noțiunile de scară dimensională, eterogenitate, anizotropie, discontinuități aplicate la corpuri geologice și se ilustrează cu exemple importanța lor aplicativă. Se arată succint modul de descriere al rocilor și conținutul raportului tehnico-geologic. Pe baza acestor considerații se indică alegerea metodologiei de cercetare a rocilor (în laborator sau în situ), prezentându-se ca exemplu încercări recente de laborator și de teren.

În continuare se dau relațiile eforturi unitare-deformații în cazul corpului Hooke, anizotrop-ortotrop și interpretarea reologică a unor încercări.

În capitolul II se descriu principiile, aparatura și metodele de determinare a caracteristicilor mecanice ale rocilor aflate într-o stare pasivă de solicitare din punct de vedere al interacțiunii rocă-construcție (fundatiile construcțiilor de suprafață), în cazul solicitărilor monoaxiale și biaxiale de întindere și compresiune. În același mod, însă mai pe larg, se tratează cazul solicitărilor poliaxiale de compresiune pe suprafețe cilindrice, precum și încercările triaxiale cilindrice și cubice.

În capitolul III sunt arătate principiile, metodologia de calcul, aparatura și procedeele de determinare a caracteristicilor mecanice ale rocilor aflate într-o stare activă de solicitare rocă-construcție subterană (lucrări miniere, tuneluri și unele construcții hidrotehnice).

Sunt descrise în acest capitol atât încercările directe de determinare cât și cele indirecte și indicative.

În capitolul IV se prezintă principiile, sistemul de calcul al parametrilor mecanici ai rocii, aparatura și procedeele de încercare pentru determinarea caracteristicilor mecanice prin metodele corelative, făcându-se o sinteză a metodelor penetrometrice statice și dinamice întrebuintate, precum și a metodelor de tăiere rotativă în laborator și în situ. Se insistă asupra corelației dintre rezistența la penetrare și celelalte caracteristici fizico-mecanice, corelație exprimată analitic și grafic. Se dau, de asemenea, formulele de calcul folosite în dimensionarea fundațiilor bazate pe parametri determinați.

În capitolul V sunt indicate principalele metode de determinare a proprietăților mecanice ale rocilor prin metode nedestructive. Într-un cadru conceptual similar celorlalte metode amintite, sunt analizate caracteristicile mecanice legate de propagarea undelor elastice în roci și proprietățile termice ale rocilor.

Cu ocazia analizării fiecărei metode se prezintă formule de calcul, grafice și nomograme care măresc caracterul aplicativ al lucrării.

Lucrarea se adresează inginerilor, geologilor, subinginerilor și tehnicienilor din institutele de cercetare și proiectare a construcțiilor civile, industriale, rutiere, hidrotehnice și subterane (lucrări miniere, tuneluri etc.). De asemenea, poate fi folosită și de către studenții de la facultățile de construcții, mine și geologie.

Determination of mechanical characteristics of rocks

The work presents a synthesis of the most important theoretical conceptions and of the most efficient new methods for the determination of the mechanical characteristics of rocks stressed by the influence of various constructions.

The first chapter deals with the „geological body“, namely a rock of a given volume, which has to be examined, with a view to its mutual actions with a given structure. There are examined the notions of dimensional scale, heterogeneity, anisotropy, discontinuity, applied to the „geological body“, while several examples show the practical importance of these notions. There is also shown in a concise way how to describe various rocks and how to present a technical-geological survey. Then, considering all these elements is presented the choice of the methodology for the examination and testing of rocks (in the laboratory or on the ground), giving examples of recent testings, considered as important stages in the progress of rock-mechanics.

Then are presented qualitative and quantitative considerations about the relations between stresses and deformations in the case of the anisotrope-ortotrope Hooke-body and considerations about the rheological interpretation of testings.

The second chapter deals with the determination of the mechanical characteristics of rocks in passive stress conditions, in the case of mono- and bi-axial stretching and compression stresses. A special attention is accorded to the poliaxial compression stress on cylindrical surfaces, presenting also the triaxial cylindrical and cubic charge.

The third chapter deals with principles, methods and equipments for the determination of mechanical rock characteristics, the respective rocks being in a state of active stress, destined for underground constructions (mining works, tunnels, hydrotechnical works). These chapters examine direct testings, but also indirect and informative ones.

In the fourth chapter are examined: computation principles for the mechanical rock-parameters by correlative methods: static and dynamic penetration. A special attention is accorded to the correlation between the penetration strength and the other physico-mechanical characteristics, expressed analytically and by graphs the respective equipments and the testing methods are examined too. There are also given formulas for the determination of foundation dimensions, based on given parameters.

Chapter V presents the principal non-destructive methods for the determination of the mechanical properties of rocks. With a presenta-

tion similar to that utilized for the other methods dealt with, there are analysed the mechanical characteristics of rocks in the conditions of the propagation of elastic waves, the thermal properties of rocks being also considered.

For each method presented in the book there are given computation formulas, diagrams and nomograms which is an essential contribution to the practical value of the book.

The work addresses to engineers, geologists, technicians, working in research and desing institutes for the realization of civil and industrial constructions, of roads, of hydrotechnical and minig constructions (mining works, tunnels etc.). It may also be useful for students at the facultties of constructions, mining and geology.

Détermination des caractéristiques mécaniques des roches

Le livre présente une synthèse des conceptions théoriques les plus importantes et des procédés les plus utiles pour la détermination des caractéristiques mécaniques des roches soumises à l'influence des diverses constructions.

Le chapitre I introduit la notion de „corps géologique“ c.à.d. une roche d'un certain volume, en interaction avec une construction donnée, cette roche étant choisie en vue des recherches de son comportement. On y présente des notions d'échelle dimensionnelle: hétérogénéité, anisotropie, discontinuité; appliquées au corps géologique, en donnant des exemples de leur importance pratique. Dans le même chapitre sont données des indications pour décrire les roches et pour formuler un rapport technique-géologique. Tenant compte de ces considérations est ensuite indiqué la modalité pour choisir la méthodologie de la recherche des roches (dans le laboratoire ou dans le terrain); y sont indiqués des exemples de recherches récentes, considérées comme importantes dans le progrès de la mécanique des roches.

D'autres considérations, qualitatives et quantitatives, examinent des relations entre tensions et déformations, dans le cas du corps Hooke, anisotrope-ortotrope; sont ensuite interprétées du point de vue rhéologique des essais actifs et passifs.

Le chapitre II s'occupe de la détermination des caractéristiques mécaniques des roches, sollicitées passivement par des tensions mono- et biaxiales d'extension et de compression. On y insiste sur la sollicitation polyaxiale de compression sur surfaces cylindriques, en examinant aussi la charge triaxiale cylindrique et cubique.

Dans le chapitre III sont présentés: les principes, la méthodologie de calcul, l'appareillage et les procédés pour la détermination des caractéristiques mécaniques des roches, étant dans un état actif de sollicitation; roches constructives souterraines (ouvrages miniers, tunnels, constructions hydrotechniques). Dans ces chapitres sont examinés des essais directs, mais aussi des essais indirects et indicatifs.

Dans le chapitre IV sont présentés les principes, le système de calcul des paramètres mécaniques de la roche, l'appareillage et les procédés des essais pour la détermination des caractéristiques mécaniques par les méthodes corrélatives: pénétration statique et dynamique, „vane test“, utilisées dans les conditions de laboratoire ou „in situ“. On souligne la corrélation entre la résistance à la pénétration et les autres caractéristiques physico-mécaniques exprimées par des moyens analytiques et graphiques.

On y donne aussi les formules de calcul utilisées pour déterminer les dimensions des fondations, basées sur des paramètres déterminés.

Le chapitre V présente les méthodes non-destructives les plus importantes pour la détermination des propriétés mécaniques des roches. Y sont aussi considérées les propriétés thermiques des roches et les caractéristiques mécaniques, dépendant de la propagation des ondes élastiques dans les roches.

L'analyse de chaque méthode présentée est complétée par des formules de calcul, par des graphiques et des nomogrammes ce qui augmente de beaucoup le caractère pratique de l'ouvrage.

Le livre est destiné pour les ingénieurs, les géologues et les techniciens des instituts de recherche et des études des projets, pour constructions civiles, industrielles, routières, hydrotechniques, minières (ouvrages miniers, tunnels etc.). Le livre peut aussi être utile aux étudiants des facultés de constructions, mines et géologie.

Bestimmung der mechanischen Charakteristiken von Gesteinen

Das Werk bietet eine synthetische Darstellung der wichtigsten theoretischen Auffassungen und der zweckmässigsten neuen Verfahren für die Bestimmung der mechanischen Charakteristiken von Gesteinen, welche durch die Einflussfaktoren verschiedener Bauten und Konstruktionen beansprucht werden.

Im ersten Kapitel wird der „geologische Körper“ behandelt, d.h. ein gegebenes Gesteinsvolumen, welches hinsichtlich dessen gegenseitigen Einwirkungen mit einer bestimmten Baustruktur zu untersuchen ist. Dann werden dimensionale Begriffe wie: Heterogenität, Anisotropie, Unstetigkeiten, in ihren Auswirkungen auf den „geologischen Körper“ dargestellt, wobei mit entsprechenden Beispielen deren Wichtigkeit praktischen Anwendungen hervorgehoben wird. Es wird in knapper Weise angegeben, wie Gesteine mit der Angabe deren technische-geologischen Elemente beschrieben werden können; dann wird gezeigt, welche Verfahren zur Anwendung gelangen können, um die entsprechenden Gesteine (im Laboratorium oder im Gelände) zu untersuchen, wobei als Beispiele moderne Untersuchungen angeführt werden, welche charakteristische für den Fortschritt auf dem Gebiet der Mechanik der Gesteine sind.

Dann werden qualitative und quantitative Beziehungen erörtert, die zwischen Spannungen und Verformungen des „Hooke“ scheu anisotropen-ortotropen Körpers bestehen; ferner werden hier verschiedene Prüfverfahren, aktive, passive vom Standpunkt des rheologischen Verhaltens untersucht.

Ein zweites Kapitel gibt Beispiele über die Bestimmung der mechanischen Charakteristiken von Gesteinen, welche passiven, mono- und bi-achsialen Zug- und Druckbeanspruchungen ausgesetzt sind. In besonderer Weise werden hier polyachsiale Druckbeanspruchungen zylindrischer Oberflächen hervor gehoben, wobei auch die drei-achsiale zylindrische und kubische Belastung erörtert wird.

Das dritte Kapitel erörtert die Prinzipien und die Methodologie der Berechnung, der Geräte und der Verfahren, für die Bestimmung der mechanischen Charakteristiken der Gesteine, wobei deren aktiver Beanspruchungszustand berücksichtigt wird, sowie die Untergrundgesteine, welche als Baumaterialien bei bergbaulichen Arbeiten, Tunneln und wasser-technischen Bauten, zur Anwendung gelangen. Es werden dabei sowohl direkte Prüfverfahren als auch indirekte behandelt, ferner solche die nur al Richtlinien zu betrachten sind.

Im vierten Kapitel werden die Prinzipien und die Berechnungsverfahren für die Bestimmung der mechanischen Parameter der Gesteine

erörtert. Ferner werden hier auch Formeln angegeben um auf Grundsolcher Parameter die Gründungen zu bemessen.

Im fünften Kapitel werden die wichtigsten zerstörungsfreien Verfahren für die Bestimmung der mechanischen Eigenschaften der Gesteine angegeben. Unter Beachtung einer ähnlichen Gliederung wie bei den vorhergehenden Kapiteln, wird hier die Fortpflanzung elastischer Wellen in Gesteinen und die thermischen Eigenschaften der Gesteine behandelt.

Für jedes der behandelten Verfahren werden Berechnungsformeln, Diagramme und Nomogramme angegeben, welche in wesentlicher Weise zum praktischen Wert des Werkes beitragen.

Das Buch wendet sich an Ingenieure, Geologen, Techniker aus Forschungs- und Projektierungs-Instituten, in welchen Zivil- und Industriebauten (bergbauliche Arbeiten, Tunnel usw.) behandelt werden. Es kann auch Studierenden an Fakultäten für Bauwesen, Bergbau und Geologie gute Dienste leisten.

Prefață

Intensa dezvoltare economică contemporană se caracterizează, între altele, prin creșterea intensivă a numărului de construcții de diferite lipuri și dimensiuni. Una dintre problemele importante care se pun la proiectarea și realizarea construcțiilor civile și industriale de suprafață sau subterane este asigurarea stabilității acestora în teren pe toată durata de folosință.

Aplicarea unor metode noi, bazate pe un calcul rațional și economic al întregii structuri de rezistență, în care să fie inclus și cimpul de rocă afectat de sarcini, implică cunoașterea altă a comportării rocii la stările de sollicitare generate în masiv, în zona de influență, cât și cunoașterea interacțiunii în timp dintre eforturile și deformațiile distribuite în cele două medii: construcție și rocă.

Cercetările sînt însă îngreuiate pe de o parte, de natura mineralogică și texturală a rocii, care îi imprimă acesteia un caracter discontinuu și eterogen, iar pe de altă parte de dificultățile tehnice și științifice de determinare a interacțiunii între cele două corpuri cu comportări mecanice diferențiale.

Este cunoscut faptul că roca în masiv este departe de a se comporta ca un corp mecanic omogen elastic și izotrop, așa după cum este exprimat corpul Hook, cu ajutorul căruia se înlocuiesc, de obicei, calcule de rezistență a rocii.

Pentru fundamentarea unor metode noi de calcul, cum este aceea bazată pe teoria stărilor limită, se impune, mai întîi, adoptarea unor procedee eficiente de investigare care să ofere posibilitatea determinării unor caracteristici mecanice ale rocii în masiv cât mai apropiate de comportarea reală a acesteia sub sarcină.

În ultimele decenii, metodele de investigare a comportării sub sarcină a rocii din masiv s-au diversificat în funcție de principiile procedeelor de încercare.

Școala românească de mecanica rocilor a obținut rezultate merituose, ilustrate în lucrările prof. E. Botea, prof. I. Stănculescu și prof. H. Lehr, de mult epuizate. Menționăm de asemenea lucrarea regretatului prof. M. Stamatiu, precum și lucrările Dr. R. Bally, S. Andrei ș.a.

Preocupări susținute și rezultate interesante există în unele institute și întreprinderi din țara noastră, printre care se pot menționa Institutul

de Studii și Cercetări Hidrotehnice (ISPH), Institutul pentru încercarea Construcțiilor și Materialelor de Construcții (INCERC), Institutul de Cercetări Miniere (ICEMIN), Institutul de Studii și Proiectări pentru Îmbunătățiri Funciare (ISPIF), Întreprinderea de Construcții Hidrotehnice (ICH) ș.a., în cadrul cărora au fost brevetate dispozitive originale de încercare și s-au efectuat studii deosebit de valoroase.

Pe plan mondial, abordarea unor metodologii noi de investigare a caracteristicilor mecanice ale rocilor a consacrat școli de mecanica rocilor create pentru diferite tipuri de construcții și care au activat în paralel.

Se pot cita: școala de mecanică a rocilor pentru construcții hidrotehnice din cadrul congreselor marilor baraje, școala de mecanică a pământurilor pentru construcțiile de suprafață, școala de mecanică a rocilor pentru lucrările subterane (în special miniere), precum și o nouă școală de mecanică a rocilor, a cărui prim congres a fost ținut la Lisabona în anul 1966.

Aceasta demonstrează că mecanica rocilor încă nu este încheiată ca disciplină de sine stătătoare.

În dorința de a adopta principii unice, care să definească comportamentul mecanic al rocii din masiv la diferite tipuri de sarcini, în lucrarea de față s-a încercat o clasificare pe două mari categorii de solicitări: o primă categorie care încadrează solicitările create în masivul de rocă de către oricare dintre construcțiile de suprafață sau de către unele construcții subterane sub presiune, iar o a doua categorie care încadrează sarcinile create în masiv datorită dezechilibrării acestuia și care se exercită asupra tuturor construcțiilor subterane.

Plecând de la realizările obținute până în prezent în domeniul investigații proprietăților mecanice ale rocilor, s-a încercat, de asemenea, să se uniformizeze metodologia încercărilor mecanice și interpretările acestora din punct de vedere teoretic, pentru diferite tipuri de determinări, acordându-se un spațiu mai mare unor determinări mai moderne, cum sunt încercările cilindrice, corelative sau nedistructive.

Cele expuse în prezenta lucrare sunt departe de a epuiza problemele de investigare a proprietăților fizico-mecanice ale rocilor, aceasta datorită volumului limitat afectat lucrării. De asemenea, colectivul de autori consideră că definițiile și clasificările adoptate pot fi îmbunătățite.

S-a considerat că metodele clasice de investigare, în cea mai mare parte de laborator, să nu mai fie prezentate în lucrarea de față, acestea fiind tratate pe larg în lucrările de specialitate apărute în limba română.

AUTORII

Cuprins

1. Considerații generale și principii teoretice privind caracteristicile mecanice ale rocilor	19
1.1. Scara de investigare a corpurilor geologice supuse la eforturi și deformări	20
1.2. Principalii factori care condiționează comportarea rocilor supuse la sarcini	23
1.2.1. Omogenitatea, eterogenitatea, izotropia și anizotropia corpurilor geologice	25
1.2.2. Discontinuitățile corpului geologic la diferite scări dimensionale	28
1.3. Descrierea geologică a amplasamentelor construcțiilor	31
1.3.1. Conținutul raportului geologic preliminar	31
1.3.2. Descrierea rocilor	32
1.4. Alegerea metodelor de determinare a proprietăților mecanice (laborator sau in situ)	36
1.4.1. Încercări de laborator. Exemple	37
1.4.2. Încercări in situ	42
1.5. Eforturile și deformările în corpurile geologice	43
1.5.1. Considerații calitative asupra relațiilor dintre eforturi și deformări	44
1.5.1.1. Eforturi unitare	44
1.5.1.2. Deformații	45
1.5.1.3. Relații între eforturi unitare și deformații. Starea reologică	46
1.5.2. Considerații cantitative asupra relațiilor dintre eforturi unitare și deformații	53
1.5.2.1. Cazuri de simetrie elastică (anizotropie) a corpului Hooke	53
1.5.2.2. Determinarea modulelor de elasticitate ai corpului ortotrop	56
1.5.2.3. Efectele ortotropiei asupra tensiunilor și deplasărilor în roci	59
1.6. Aspecte cantitative ale comportamentului reologic al rocilor	62
1.6.1. Considerații generale	62
1.6.2. Determinarea stării reologice a rocilor prin încercări in situ ..	65
1.6.2.1. Încercări cu prese plate	65
1.6.2.2. Încercări în gaura de sondă	68
1.6.2.3. Încercarea triaxială in situ	72

2. Determinarea caracteristicilor mecanice ale rocilor la stări pasive de solicitare	77
2.1. Metode de determinare la starea de solicitare monoaxială de compresiune	78
2.1.1. Principii teoretice și formule de calcul	78
2.1.2. Procedee de măsurare	80
2.1.2.1. Încercări de laborator	80
2.1.2.2. Încercări in situ pe suprafețe reduse	81
2.1.2.3. Încercări in situ pe suprafețe mari	84
2.2. Metode de determinare la starea de solicitare monoaxială de întindere	99
2.2.1. Încercări de laborator	100
2.2.2. Încercări in situ	103
2.3. Metode de determinare la starea de solicitare biaxială de compresiune și întindere	106
2.4. Metode de determinare la starea de solicitare poliaxială de compresiune	109
2.4.1. Metode de determinare după suprafețe cilindrice	109
2.4.1.1. Principii teoretice	110
a) Determinarea lungimii minime a tronsonului de încărcare	111
b) Repartiția eforturilor unitare și a deformațiilor în rocă	114
c) Determinarea deformabilității în roci ortotrope	129
2.4.1.2. Metodologia încercărilor	131
a) Încercări în galerii experimentale cu prese plate radiale	131
b) Încercări în găuri de foraj cu presiometre	141
— Principii și formule de calcul	141
— Procedee de măsurare	144
— Presiometre cu încărcare elastică (p. 145). Presiometre cu încărcare rigidă (p. 152)	156
— Pregătirea găurii de foraj	157
2.4.2. Metode de determinare la starea triaxială	158
2.4.2.1. Principii teoretice	160
2.4.2.2. Metodologia încercărilor	160
a) Încercări la starea triaxial-cilindrică	160
b) Încercări la starea triaxial-cubică	165
2.5. Metode de determinare a rezistenței la forfecare	166
2.5.1. Principii teoretice	166
2.5.2. Metodologia de încercare	172
2.5.2.1. Încercări în laborator	172
2.5.2.2. Încercări in situ	177
Bibliografie	181
3. Determinarea caracteristicilor mecanice ale rocilor la stări active de solicitare	183
3.1. Generalități	183
3.2. Metode analitice și de laborator	187
3.3. Metode de determinare in situ la stări de solicitare monoaxială	190
3.3.1. Principii teoretice și formule de calcul	190
3.3.2. Metodologia încercărilor	196
3.3.2.1. Încercări directe	196
3.3.2.2. Încercări indirecte	210
3.4. Metode de determinare in situ la stări de solicitare poliaxială după suprafețe cilindrice	213
3.4.1. Principii teoretice și formule de calcul	213

3.4.1.1. Starea plană	218
3.4.1.2. Starea spațială	223
3.4.2. Metodologia încercărilor	231
3.4.2.1. Încercări directe	231
a) Măsurarea deformațiilor pe suprafețele găurii de încercare la descărcarea cimpului activ	233
— măsurarea deformațiilor liniare pe suprafața tălpii găurii	234
— măsurarea deformațiilor pe conturul cilindric al găurii	250
b) Măsurarea deplasărilor radiale ale găurii de încercare la descărcarea rocii din cimpul activ	261
c) Măsurarea deplasărilor radiale la decompresia rocii, echivalente unei stări de solicitare pasivă	271
d) Măsurarea deplasării radiale la solicitare pasivă prin echivalare cu deplasarea liniară a unei secțiuni din afara găurii	277
e) Măsurarea presiunii exercitate într-o gaură de încercare echivalentă restabilirii cimpului inițial de tensiuni	280
3.4.2.2. Încercări indirecte	283
3.4.2.3. Încercări indicative	285
3.4.3. Influența lungimii unui gol subteran asupra eforturilor din cimpul activ	294
Bibliografie	298
4. Determinarea caracteristicilor mecanice ale rocilor prin metode corelative	299
4.1. Metode de determinare la penetrare statică	300
4.1.1. Metode de determinare în laborator și în situ pe adâncimi reduse	300
4.1.1.1. Principii teoretice și formule de calcul	300
— rezistența la penetrare pe con în roci omogene	303
— rezistența la penetrare pe con în roci stratificate	306
— parametri mecanici determinați cu ajutorul rezistenței la penetrare pe con	308
4.1.1.2. Aparatura și tehnologia de încercare	318
a) Penetrometre de laborator	318
b) Penetrometre pentru încercări în situ pe adâncimi reduse	323
c) Penetrometre de buzunar	330
4.1.2. Metode de determinare prin sondaje	332
4.1.2.1. Principii teoretice	332
4.1.2.2. Formule de calcul	340
a) Formule de calcul pentru fundații cu adâncimi reduse	342
b) Formule de calcul pentru fundații adânci	356
4.1.2.3. Aparatura și tehnologia de încercare	362
4.2. Metode de determinare la penetrare dinamică în situ	381
4.2.1. Încercarea prin procedul penetrării normalizate S.P.T.	382
4.2.1.1. Principii și formule de calcul	382
4.2.1.2. Aparatura de încercare	385
4.2.1.3. Avantaje și dezavantaje	385
4.2.2. Încercarea prin procedul penetrării dinamice cu cap de avansare	386
4.2.2.1. Principii și formule de calcul	286
4.2.2.2. Aparatura de încercare	390
4.2.2.3. Avantaje și dezavantaje	391

4.3. Metode de determinare prin tăiere rotativă	392
4.3.1. Principii și formule de calcul	392
4.3.2. Tehnologia și aparatul de încercare	395
4.3.2.1. Încercări de laborator	395
4.3.2.2. Încercări in situ	396
4.4. Încercarea combinată a rocilor prin penetrare statică și tăiere rotativă ..	408
4.5. Încercarea combinată a rocilor prin penetrare statică și dinamică	412
5. Determinarea caracteristicilor mecanice ale rocilor prin metode nedestructive	416
5.1. Undele elastice ca mijloace de investigare a proprietăților mecanice ale rocilor	417
— Modificarea caracteristicilor undelor elastice	419
— Atenuarea intensității undelor	421
— Viteza de propagare a undelor elastice în roci	422
5.1.1. Determinarea proprietăților mecanice ale rocilor cu ajutorul undelor elastice	426
5.1.2. Aparatură pentru producerea și înregistrarea undelor elastice ce se propagă prin roci	431
5.1.3. Organizarea încercărilor pe teren	435
5.2. Caracteristicile termice ale rocilor	436
5.2.1. Mărimi termice	436
5.2.2. Măsurarea temperaturii rocilor	439
5.2.3. Determinarea conductibilității și difuzibilității rocilor prin metoda globală a calorimetrului	440
5.2.4. Conductibilitatea termică a rocilor poroase	443
5.2.5. Legătura între temperatură și starea de tensiuni din rocă	446

1. Considerații generale și principii teoretice privind caracteristicile mecanice ale rocilor

Geologia inginerască studiază dinamica rocilor din scoarța terestră și procesele fizico-geologice generate de activitatea tehnică umană.

Geomecanica, ramură a mecanicii clasice aplicate, studiază mecanica proceselor care au loc în scoarța terestră și a celor provocate de activitatea omului.

Aceste două discipline, constituite relativ recent și legate de explozia construcțiilor din ultimele decenii, trebuie să rezolve problema prevenirii prin studiu și calcul a interacțiunii dintre construcție și ambianța sa geologică, punându-se condiția ca în această interacțiune să nu apară modificări calitative nici în cuprinsul construcției și nici în cel al mediului geologic asupra căruia acționează construcția, modificări care ar putea fi periculoase până la distructive.

Mediul geologic nu este constant în timp. Modificările lui influențează într-o măsură mai mare sau mai mică asupra comportamentului construcției executate. Aceste modificări induc apariția de noi proprietăți ale rocilor aflate în interacțiune cu construcția, prin alterare, umflare, dizolvare, peptizare a coloizilor etc., sau prin procese dinamice ca: eroziune, abraziune, denudare, activitate seismică, compresiuni tectonice etc. Aceste modificări trebuie exprimate cantitativ, în vederea determinării influenței pe care o pot avea construcțiile asupra stabilității. Diferitele schimbări ale mediului geologic se pot introduce în calcule ca forțe masice și ca forțe vectoriale. De asemenea, rezultatele proceselor care se pot considera ca mecanice se pot exprima similar, astfel încât toate aceste modificări se pot introduce direct în calculele de rezistență a construcțiilor. Studiul și exprimarea calitativă a tuturor acestor variații ale mediului țin de domeniul geologiei ingineresti.

Geomecanica se ocupă de modificările cantitative de masă, timp, viteză, lungime și volum ale corpurilor geologice.

Încercările fizico-mecanice formează un compartiment al geologiei ingineresti, destinat să furnizeze parametrii necesari calculului de geomecanică, fiind, din acest motiv, considerate și ca un subcapitol de graniță cu geomecanica.

Modul de gândire al geologiei ingineresti, combinat cu datele cantitative furnizate în bună parte de încercările fizico-mecanice asigură cadrul logic și de rigoare numerică în care se dezvoltă și lucrează geomecanica. Ca în orice interacțiune dintre două sisteme, apare și aici legătura inversă. Valorile parametrilor rezultate din încercările fizico-mecanice pot suferi modificări: aceleași înregistrări, obținute în timpul efectuării determinărilor și transpuse în diverse formule care reprezintă concepte geomecanice diferite asupra aceluiași proces mecanic, pot conduce la valori finale calculate, diferite față de cele care reflectau concepțiile anterioare. Astfel, ele se dovedesc a fi funcție de prisma conceptuală interpretativă a datelor, de baza teoretică, geomecanică, a încercării. Pe măsura structurării tot mai precise, mai apropiate de adevăr, a acestor ramuri a mecanicii aplicate, parametrul determinat poate prezenta o diversitate de valori, pornind de la aceleași cifre înregistrate în timpul experiențelor.

Din cauza acestei situații de limită dintre cele două discipline, cercetătorul de concepție care activează în domeniul încercărilor fizico-mecanice trebuie să urmărească și să asimileze continua evoluție a ideilor din geologia inginerască și din geomecanică, pentru ca rezultatele activității sale să fie la un nivel științific și de eficiență tehnico-economică cât mai ridicat, în vederea reducerii progresive a coeficienților de siguranță.

1.1. Scara de investigare a corpurilor geologice supuse la eforturi și deformații

Prin *corp geologic* se înțelege un volum de rocă selectat în vederea unui studiu. Corpul geologic poate fi considerat la oricare din scările dimensionale care vor fi precizate mai departe. În studiile de geologie inginerască și geomecanică se studiază corpuri geologice aflate sub influența unui câmp de eforturi care dezechilibrează starea fizică inițială a acestor corpuri. Suprafața limită a corpului geologic poate fi naturală sau artificială.

În practica contemporană se folosesc următoarele scări dimensionale pentru studierea corpurilor geologice: submicroscopică, microscopică,

mezoscopică și macroscopică. Pentru încercările mecanice interesează ultimele trei scări.

Scara microscopică cuprinde corpurile din secțiunile subțiri sau șlefuite care pot fi examinate integral cu microscopul optic. La această scară se efectuează studii în mod curent numai în laborator.

Scara mezosopică se referă la corpurile care pot fi efectiv studiate tridimensional, prin observații directe (cu sau fără lupă). Scara include dimensiuni de la cele ale eșantionului pînă la deschideri continui. La această scară, corpul geologic studiat poate fi epruveta (în laborator) sau volumul masivului de rocă studiat în situ.

Scara macroscopică se referă la corpuri foarte mari sau foarte puțin deschise pentru a putea fi studiate direct în întregime. Aceste corpuri sînt observate indirect, prin extrapolarea și sinteza observațiilor mezoscopice. Dimensional, scara cuprinde grupuri de deschideri izolate, pînă la corpurile cu cele mai mari dimensiuni care pot fi reprezentate cartografic. La această scară încercările se fac numai în situ.

Tehnica cercetărilor de geologie inginerească la fiecare scară este diferită. De menționat că în cazul studiilor la scara mezosopică de laborator, o condiție esențială pentru caracterizarea rocilor este alegerea dimensiunilor epruvetelor în funcție de dispersia discontinuităților în masa rocii.

Analizînd de exemplu, cea mai simplă solicitare, cea de compresiune monoaxială, efectuată pe epruvete cu volum crescător, se observă o creștere a mediei aritmetice a rezistențelor. Probele mici pot fi sau nu afectate de o fisură, în timp ce probele mari au în mod sigur cel puțin o discontinuitate. Din această cauză epruvetele mici prezintă valori mari ale mediei rezistențelor și o dispersie mare, iar epruvetele mari — valori mici ale mediei rezistenței și o dispersie redusă.

După cum a fost arătat de către M.M. Protodiakonov și M. I. Koifman, pentru descrierea efectului dimensional se poate folosi reprezentarea unei hiperbole (fig. 1.1) cu ecuația:

$$\sigma = \frac{\sigma_M \cdot b(m-1)}{d+b} + \sigma_m, \quad (1.1)$$

în care: σ_M este rezistența masei fisurate, în kgf/cm²;

m — coeficientul de fracturare, care indică de cîte ori rezistența materialului fără fisuri depășește rezistența rocii în situ;

d — diametrul epruvetei cilindrice, în cm;

b — o constantă a stării de fisurare, care caracterizează intervalul dintre fisuri.

Ecuația (1.1) a curbei efectului dimensional are trei parametri constanți: σ_M , m și b . Pentru determinarea acestora trebuie să existe trei

puncte experimentale pe curbă și să se întrebuițeze „metoda diferențelor” [4].

Scara de studiu a corpului geologic este funcție de natura construcției și de tipul rocii.

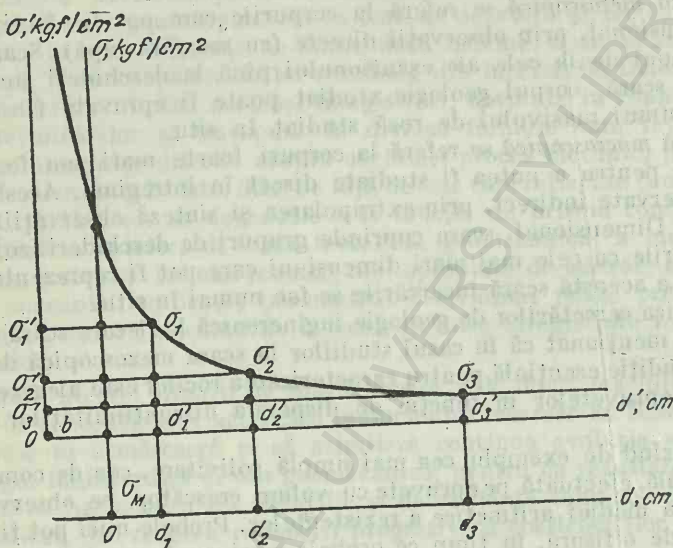


Fig. 1.1. Diagrama hiperbolei deplasate în două sisteme de coordonate:

σ — rezistența rocii, kgf./cm^2 ; d — dimensiunea epruvetei, cm (după Protodiakonov)

Dacă în cazul construcțiilor fondate pe roci moi, la adâncimi mai mari sau mai mici, cunoașterea comportamentului rocilor a realizat progrese spectaculoase, în cazul construcțiilor mari, de tipul barajelor, noțiunea de rezistență a corpului geologic este deosebit de complexă și greu de stăpinit integral din punct de vedere cantitativ, aceasta întrucât o parte din solicitări, cum ar fi forțele datorate presiunilor geologice sau apelor de infiltrație, rămân în sfera ipotezelor. Astfel, chiar dacă s-ar reuși să se măsoare toate proprietățile corpului geologic care interesează construcția, tot nu am putea utiliza aceste măsurători.

Rezultă că pentru construcții ale căror sarcini se repartizează pe suprafețe mai mari sînt necesare nu numai studii la scară mezosopică de laborator, ci și studii in situ.

Raportat la elementul „rezistență” a rocii este deosebit de importantă cunoașterea prin raționamente geologice a mecanismului ruperii prea-

labile și alegerea celor mai importanți parametri din modelul mecanic imaginat. Studiile efectuate pînă în prezent asupra repartiției eforturilor în medii discontinui și asupra rezistenței acestora au arătat că acestea sînt, în general, o funcție primordială de coeficienți de frecare pe discontinuități. Ideea nu se generalizează în mod absolut, structura geologică spunîndu-și cuvîntul de la caz la caz. Au existat cazuri în care parametrul fundamental al stabilității a fost presiunea interstițială. Modelarea prin calcul automat permite stabilirea importanței parametrilor care intervin în echilibru, prin variația rapidă a acestor parametri.

Analizînd componenta de rezistență datorită coeziunii și componenta datorită imbricării elementelor se constată, teoretic și experimental, că partea de rezistență determinată de coeziune descrește cu dimensiunile, iar partea legată de frecarea pe discontinuități nu prezintă efectul de scară.

Încercările de rupere fragilă efectuate pe epruvete mici prezintă, așa cum s-a arătat, o mare dispersie a valorilor, fapt care face periculos un calcul de stabilitate a unui baraj pe baza unei coeziuni stabilite la scară mică.

Valoarea deformațiilor prezintă diferențe mari între încercările de laborator efectuate la scară mică și cele reale de pe teren. Diferențele provin din efectul de scară, din durata mică a încercării și din numărul redus de încercări. Prin încercări statistice s-au stabilit coeficienți de corelație ai deformabilității pentru diferite tipuri de roci. Prevederea deformațiilor se face de asemenea cunoscînd valoarea raportului dintre modulul de elasticitate al betonului și cel al rocii, care trebuie folosit în calculul elasticității. Aproximarea deformațiilor se face în prezent pe aceste căi, cu un ordin de mărime de 1 la 2. Eroarea este deci într-un raport de 1 la 2 și nu de 1 la 10 cum era în urmă cu 10—20 ani.

Efectul de scară definește deci rolul diverselor încercări și domeniul lor de utilizare.

1.2. Principalii factori care condiționează comportarea rocilor supuse la sarcini

Se vorbește adesea de proprietățile fizico-mecanice ale rocilor. Precizăm că toate proprietățile mecanice sînt proprietăți fizice, care formează însă o grupare aparte a acestora, legate fiind de mișcarea particulelor materiale.

Cei mai importanți parametri mecanici ai rocilor sînt: modulul lui Young, coeficientul lui Poisson, compresibilitatea, viscozitatea, rezistențele și limitele de elasticitate la compresiune, forfecare și întindere. Trebuie însă să fie considerate cu o atenție deosebită și proprietăți fizice ca: densitate, densitate aparentă, porozitate, permeabilitate, rezistivitate electrică, conductibilitate termică, dilatație termică, viteza și amortizarea undelor acustice.

Comportamentul fizico-mecanic al rocilor depinde de:

- caracteristicile intrinseci ale rocilor (v. tab. 1.1);
- condițiile fizice și termodinamice ale deformației.

Tabelul 1.1. Caracteristici care influențează deformabilitatea rocilor și a corpurilor geologice

Scara	Caracteristici
Microscopică	Compoziție petrologică Structură; sisteme de alunecare intercristalină Orientarea cristalelor
Mezoscopică (eșantion)	Compoziție petrografică Orientare preferențială a cristalelor Dimensiunea cristalelor Alterarea cristalelor Porozitate Grad de saturare Anizotropie primară Anizotropie secundară
Macroscopică	Discontinuități mecanice (falii, macrofracturi, stratificație, foliație și sistuoșitate), orientarea și dezvoltarea lor Permeabilitate și saturație în apă Rezistență la forfecare și la întindere Dimensiuni, tectonică, topografie Alterare

Proprietățile intrinseci ale rocii, cum ar fi structura cristalină a mineralelor constituente, compoziția chimică și tipul de rețea își spun cuvîntul la toate scările dimensionale.

Caracteristicile prezentate în tabelul 1.1 sînt, în general, cunoscute de către practicieni. Vom prezenta importanța acestora oprindu-ne asupra scării microscopice, mai puțin abordate.

Compoziția și structura rocii pot determina comportamentul fizico-mecanic. Comparînd sarea gemă cu cuarțul, ne vom da seama că mulțimea sistemelor de alunecări intercristaline posibile în cazul sării, gradul

ei ridicat de simetrie precum și rezistența scăzută la forfecare a cristalelor, fac ca sarea gemă să fie mult mai puțin rezistentă decât cuarțul, explicându-se astfel și capacitatea ei mare de fluaj. Să comparăm, de asemenea, comportamentul calcitului cu cel al dolomitului. Structura lor este foarte asemănătoare. Diferența constă numai în faptul că aproximativ jumătate din ionii de calciu din calcit au fost înlocuiți cu magneziu în cazul dolomitului. Diferența de comportament a acestor minerale este însă mare, întrucât sistemele de clivaj ale dolomitului sînt mult mai reduse numeric; iar rezistența la forfecare necesară pentru inițierea alunecării intercristaline pe planele de clivaj este mult mai mare în cazul dolomitului. Această diferență de comportament întilnită la scara cristalului se reflectă și la scara rocii.

Lucrări de mare minuțiozitate executate de unii cercetători au arătat importanța pe care o prezintă orientarea cristalelor în rocă în cazul determinării proprietăților mecanice, constantelor elastice, conductibilității și dilatării termice.

Raportată la acest exemplu, importanța caracteristicilor amintite în tabelul 1.1 capătă o semnificație majoră și pentru considerarea proprietăților mecanice la celelalte scări geometrice.

1.2.1. Omogenitatea, eterogenitatea, izotropia și anizotropia corpurilor geologice

Omogenitatea. La scară mezoscopică, corpurile geologice au, în majoritatea cazurilor, o anumită ordine geometrică internă, sesizabilă prin observații în zonele ușor accesibile. Există uzanța extrapolării acestei ordini și în zonele neaccesibile. Pentru a justifica această extrapolare trebuie determinată existența unei uniformități spațiale în constituția internă a corpului, uniformitate care reprezintă noțiunea de omogenitate.

Conform definiției dată de Lord Kelvin, un corp este denumit „omogen” cînd oricare două părți egale, similare, din el, care au limitele corespundente paralele și concavitățile în aceeași parte, sînt de nedistins una de alta, prin oricare diferență de proprietate.

Se deosebesc mai multe tipuri de omogenitate.

Omogenitatea strictă. Un corp este strict omogen atunci cînd două volume unitare, identic orientate, sînt identice. Această categorie de omogenitate se poate considera aproximativ realizată în interiorul cris-

talelor. Omogenitatea de acest tip se reflectă în uniformitatea unor proprietăți fizice, ca de exemplu densitatea.

Omogenitatea statistică. Materia are un caracter discontinuu. Omogenitatea strictă, cristalină, este legată de scara respectivă și se realizează numai când eșantioanele considerate sînt mari comparativ cu discontinuitățile de structură și compoziție care apar în periodicitatea rețelei cristaline. Din acest motiv s-a introdus noțiunea de „omogenitate statistică” care a fost formulată astfel de M. S. Paterson și L. M. Weiss: „... un corp este statistic omogen, la o anumită scară, cînd configurația medie internă în orice volum elementar este aceeași pentru toate volumele elementare ale căror dimensiuni nu sînt mai mici decît scara dimensională luată în considerație”.

Legătura dintre scara dimensională și conceptul de omogenitate statistică se reflectă în fig. 1.2. Un eșantion care poate fi ținut în mînă este omogen dacă se decupează din el volumele a_1 și a_2 . Secțiunea subțire localizată în fig. 1.2. a și reprezentată mărit în b nu mai este omogenă dacă se iau în considerație volumele mai mici b_1 și b_2 .

O variantă a omogenității statistice, în cazul corpurilor, considerate textural ca ortotrope, o constituie omogenitatea texturală. Noțiunea de omogenitate texturală este deci legată de identitatea care există la o scară dată între caracteristicile texturale într-un corp geologic. O astfel de identitate este uneori mai greu de stabilit. Ea este legată de caracteristicile geometrice specifice ale corpului.

Eterogenitatea. Absența omogenității într-un corp geologic la o anumită scară îi conferă proprietatea de eterogenitate. Marea majoritate a corpurilor geologice sînt eterogene la scara întregului corp. Ele pot fi împărțite însă în volume omogene, operație care trebuie realizată în studiile de geologie inginerească, întrucît proprietățile fizico-mecanice determinate punctiform, prin încercări de laborator sau in situ, pot fi extrapolate numai la corpurile de roci omogene statistic.

Izotropia.* Noțiunea se referă la proprietățile rocilor și în general ale materiei, indicînd proprietăți constante în interiorul corpului geologic, independente de direcția după care se măsoară în spațiu. Sînt izotrope în special corpurile amorfe, sau policristaline. Noțiunea include atît proprietățile fizice cît și cele mecanice.

Anizotropia rocilor. Absența caracterului de izotropie a corpului geologic la scara dată induce caracterul de anizotropie al acestuia. În legătură cu anizotropia rocilor este necesar să se precizeze următoarele:

La scara mezoscopică și macroscopică in situ, rocile prezintă caracter anizotrop sub sarcină; anizotropia unui tip de rocă extras din mulțimea

* În limba greacă *isos* = egal și *tropos* = direcție.

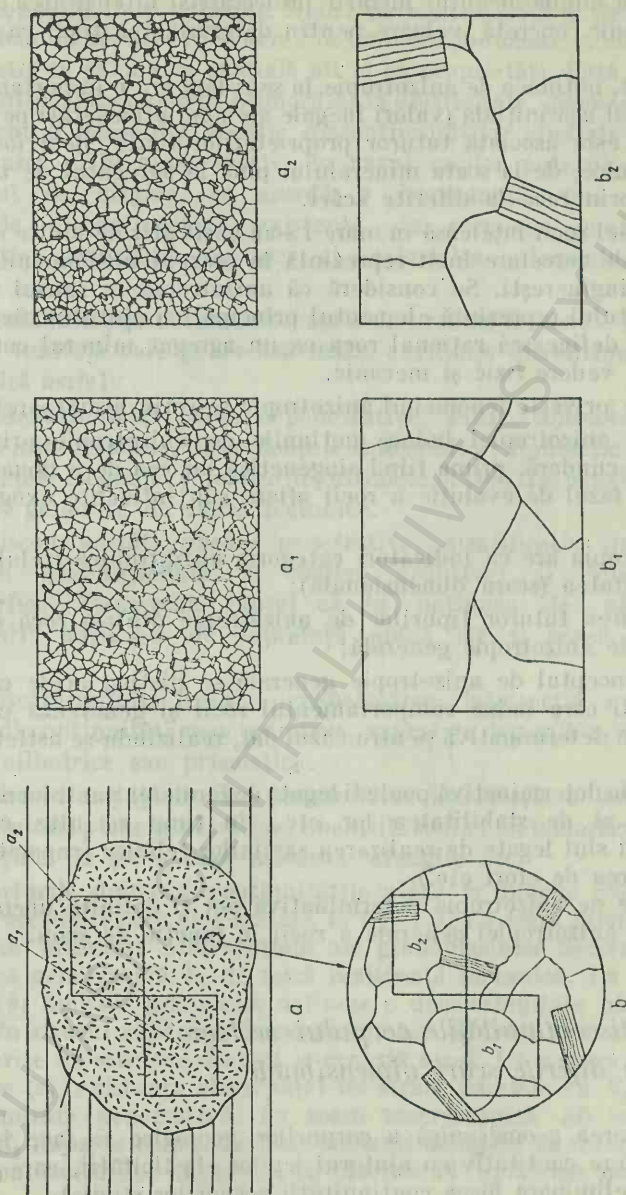


Fig. 1.2. Legătura dintre scara dimensională și conceptul de omogenitate (după Turner și Weiss)

care formează amplasamentul lucrării proiectate și intensitatea ei reprezintă cea mai mică valoare pentru determinarea rocii ca amplasament real.

În prezent, noțiunea de anizotropie în sens larg are o importanță mult mai mare decât cea inițială (valori inegale ale unei proprietăți pe direcții diferite). Ea este asociată tuturor proprietăților fizice, deci include și pe cele mecanice, de la scara mineralului până la agregatul de minerale reprezentat prin roca la diferite scări.

Anizotropiei rocii înțelegem în mare și s-au găsit atât de multe aplicații în metodele de cercetare încât reprezintă în prezent un domeniu aparte al geologiei ingineresti. Se consideră că anizotropia în sensul cel mai larg al cuvântului reprezintă elementul principal cu ajutorul căruia este posibil să se definească rațional roca ca un agregat mineral considerat din punct de vedere fizic și mecanic.

În ceea ce privește fenomenul anizotropie se rețin următoarele:

- geneza anizotropiei induce noțiunea de anizotropie primară și anizotropie secundară, prima fiind singenetică iar cea de a doua fiind o consecință a fazei de evoluție a rocii aflate sub influențe exogene sau antropogene;

- anizotropia are ca indicatori categoria anizotropică (felul, tipul) cât și intensitatea (scara dimensională);

- însumarea tuturor tipurilor de anizotropie dintr-o rocă conduce la noțiunea de anizotropie generală;

- din conceptul de anizotropie generală se disting acele categorii de anizotropii care induc comportamentul rocii și generează noțiunea de anizotropie determinativă pentru cazul dat, realizându-se astfel o nouă categorie.

Anizotropia determinativă poate fi legată de formarea pantelor naturale, de structura și de stabilitatea lor etc., în timp ce alte categorii de anizotropii sînt legate de realizarea sarcinilor tehnice (capacitatea de derocare, starea de efort etc.).

Categoriile de anizotropie determinativă pot fi definite uneori după determinarea anizotropiei generale a rocii în funcție de scop.

1.2.2. Discontinuitățile corpului geologic la diferite scări dimensionale

Caracterizarea geomecanică a corpurilor geologice se face încă din punct de vedere cantitativ cu ajutorul legilor elasticității, care au însă ca ipoteză preliminară ideea continuității corpurilor studiate.

Corpurile geologice considerate la diferite scări prezintă variații și interdependențe între diferite tipuri de continuități și discontinuități, care trebuie cunoscute în vederea delimitării judicioase a corpurilor geologice, atât ca extindere spațială cât și ca proprietăți. Față de conceptul de discontinuitate existent primordial în elasticitate, geomecanica acordă în prezent o deosebită atenție discontinuităților studiate de geologia inginerască. Din acest motiv, în cazul rocilor puternic consolidate, indiferent de origine, se acordă o importanță mai mare sistemelor de discontinuități existente în corpurile geologice, decât compoziției structurii texturii și celorlalte elemente petrologice clasice.

Discontinuitățile determină o serie de procese mecanice foarte importante la limitele care generează însăși existența discontinuităților. Ele se clasifică astfel:

1. Discontinuități plane nepenetrative: falii, contactele eruptive, suprafețele de eroziune, discordanțele stratigrafice, fronturile metamorfice și suprafețele izograde, și jointurile, ultimele putând fi și penetrative atunci când sint generate de cauze tectonice.

2. Discontinuități lineare penetrative: stratificația (inclusiv sedimentarea gravitațională a rocilor eruptive) și foliația rocilor metamorfice. Remarcăm faptul că în noțiunea de plan este cuprinsă atât noțiunea de suprafață plană cât și aceea de suprafață curbă.

3. Discontinuități lineare nepenetrative: intersecția a două suprafețe de discontinuități nepenetrative, suprafața laterală a unor domenii înguste cilindrice sau prismatice.

4. Discontinuități lineare penetrative: intersecția a două grupe de discontinuități plane penetrative, liniile rocilor metamorfice, orientarea preferențială în șir a unor minerale alungite etc.

Raporturile dintre discontinuitățile plane la diferite scări dimensionale ale aceluiași corp sint arătate în fig. 1.3. La scară microscopică (a), planele de orientare preferențială ale granoblastelor determină discontinuitatea penetrativă S_1 de mică rezistență mecanică. La scară mezosopică (b) limitele granulelor definesc o discontinuitate plană penetrativă S_1 în stratul superior. Discontinuitatea S_2 între stratele de compoziții diferite nu este penetrativă la această scară. La o scară mezosopică mai mare (c), existența alternanței de strate paralele cu S_2 fac această discontinuitate penetrativă. La scară macroscopică (d), suprafața de flexură S_3 împarte corpul în două domenii omogene cu diferite orientări ale discontinuităților S_1 și S_2 . Se observă că S_2 devine nepenetrativă.

La o scară macroscopică și mai mare (e), S_3 determină o serie de suprafețe de flexură apropiate și este penetrativă. Suprafața S_4 împarte corpul la scara e în două domenii diferite. S_4 nu este penetrativă la nici o scară.

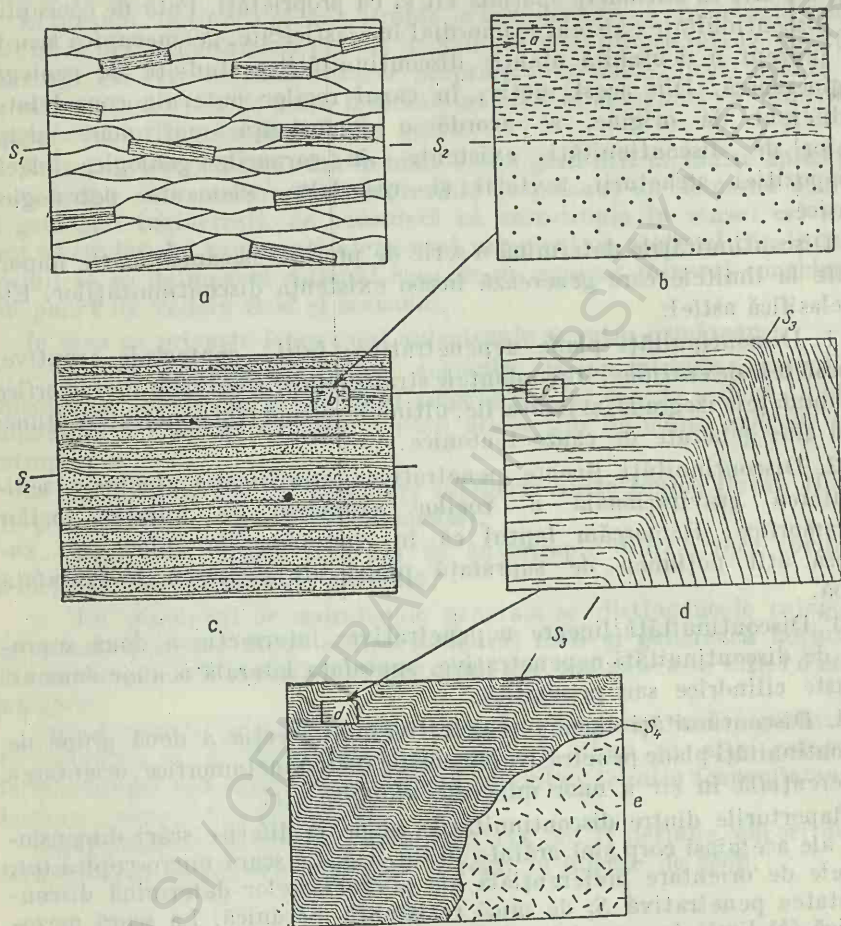


Fig. 1.3. Raporturile dintre discontinuitățile plane ale aceluiași corp geologic la diferite scări dimensionale (după Turner și Weiss)

Studierea discontinuităților face obiectul unor discipline geologice bine conturate, dintre care microtectonica are rezultate remarcabile pentru geologia inginerască și implicit pentru geomecanică.

1.3. Descrierea geologică a amplasamentelor construcțiilor

1.3.1. Conținutul raportului geologic preliminar

Descrierea geologică, care va cuprinde tipurile de roci existente în zona amplasamentelor și raporturile dintre corpurile geologice alcătuite din aceste roci, reprezintă în orice lucrări de construcții documentul primar, care va trebui să fie completat cu o prezentare precisă, pe hărți și grafice, a fracturării acestor corpuri geologice, la toate scările, folosind procedeele întrebuintate în tectonică și microtectonică.

Precizăm că raportul geologic „clasic” care cuprinde date privind petrologia corpurilor geologice, tectonica, vîrsta și geneza rocilor, va fi însoțit de măsurători precise în cantități suficiente. Constructorul va trebui să găsească în raport înclinările, grosimile și extinderea tuturor familiilor de suprafețe care sînt limite geomecanice. Datele numerice trebuie prezentate pe grafice simple, ușor de interpretat. Hărțile și profilele anexate trebuie să fie cît mai exacte, figurîndu-se cît mai detaliat posibil datele observate. Ipotezele trebuie diferențiate net de datele observate, pentru a nu da naștere la confuzii. Raportul geologic va fi completat pe măsura avansării lucrărilor de execuție, care confirmă sau infirmă anumite ipoteze geologice, asistența geologică fiind o necesitate pe tot timpul executării lucrărilor de fundații.

În descrierea sistemelor fisurale se va preciza originea, extinderea lor plană, grosimea și natura materialului de umplutură, starea suprafețelor, orientarea și tipurile de rețele spațiale pe care le determină. Prin prelucrarea acestor informații se va putea decide ce studii geomecanice trebuie întreprinse. Prin documentația geologică astfel întocmită se pot formula concluzii privitoare la:

Modul de deformare a corpului geologic supus efortului de către construcție și care este cuprins între două extreme:

- mișcarea unor blocuri monolit de mari dimensiuni cuprinse în corpul geologic, pe suprafețele de alunecare ale unor discontinuități de mare amploare;

- deformarea continuă a corpului geologic într-un anumit interval de timp, sub influența construcției, care se produce atunci cînd rețelele de discontinuități au o repartitie spațială omogenă și densă.

Aceste considerațiuni cinematice, care vor fi deduse din raționamente geologice, vor permite o conturare precisă a problemelor de stabilitate și vor indica tipurile de încercări geomecanice necesare. Se constată în

general că în cazul existenței unor blocuri monolit mari separate prin discontinuități majore, discontinuitățile minore din interiorul blocurilor nu mai influențează stabilitatea corpului geologic. Din acest motiv, prin încercările de laborator se va determina comportamentul matricei constituente a blocurilor, în timp ce încercările „in situ” vor urmări comportamentul corpului geologic.

În cazul în care fracturarea matriceală și fracturarea la scara blocurilor au o origine comună, prima poate fi considerată ca un model redus al celei de-a doua și încercările de laborator pot da și o imagine calitativă asupra comportamentului blocurilor majore.

În sfera reprezentărilor tectonice și microtectonice obișnuite, semnalăm dispozitivul microtectonic universal, brevetat de A. Gurău, instrument de lucru prețios și de mare eficiență, atât pentru culegerea datelor de pe teren cât și pentru raportarea lor în rețele Schmidt. Dificultatea majoră în fructificarea cercetării microtectonice constă în modalitatea de reprezentare simultană a tuturor tipurilor de discontinuități întâlnite într-un amplasament, la diferitele scări ale corpului geologic considerat.

Reprezentarea grafică a caracterului tridimensional al datelor de fracturare — cum sînt dimensiunile rețelelor de fisuri, extinderea lor plană, grosimea lor etc. — ridică încă probleme. Amintim în acest sens reprezentarea prin histograme realizată de B. Schneider în 1967.

Mulțimea discontinuităților corpului geologic se raportează la populațiile de microfisuri, fisuri, jointuri, falii etc. Distanțele dintre aceste discontinuități se măsoară — în funcție de scară — la microscop, în laborator, pe teren sau pe fotografii aeriene. Rezultatele măsurătorilor se reprezintă ca histograme pentru fiecare scară și se calculează coeficientul de variație corespunzător fiecărei serii de observații. Apoi se reprezintă, pe un grafic comun, fiecare categorie de discontinuități printr-un dreptunghi cu înălțimea egală cu distanțele extreme măsurate și cu lățimea ca o funcție crescătoare de coeficientul de variație. În acest mod se obține o reprezentare grafică globală, pe baza căreia se poate analiza tipul de încercări geomecanice care vor fi planificate.

1.3.2. Descrierea rocilor

Observațiile și încercările necesare pentru descrierea și caracterizarea rocilor în scopuri geomecanice vor trebui diferențiate de cele din geologia clasică. Geologia întrebuințează o clasificare care reflectă istoria rocii și mai puțin caracteristicile mecanice. Există circa 2 000 de varietăți de roci eruptive și câteva zeci de varietăți de roci sedimentare. Nomenclatura geologică ține cont de constituenții minerali ai rocii, în timp

ce necesitățile geomecanicii impun semnalarea prozității și a fisurilor de diferite ordine. Adesea, caracteristicile mecanice ale rocilor pot fi determinate direct și rapid prin încercări mecanice. O cercetare realistă trebuie să folosească atât observații cât și încercările mecanice în vederea unei cartografieri a rocilor în scopuri ingierești. Încercările trebuie să îndeplinească condiții de tehnologie simplă și rapidă, făcute cu aparate robuste și ușoare, portative, care să reflecte proprietățile legate de geomecanică ale rocilor, și cu o cât mai mare putere separatoare a valorilor acestor proprietăți.

S-au propus multe tipuri de încercări pentru o clasificare geomecanică a rocilor coroborată cu observațiile directe. Multe din observațiile petrologice nu sînt nici simple și nici semnificative din punct de vedere geomecanic. Clasificările ingierești ale rocilor, bazate pe anizotropia elastică, viscozitate, sau pe modulul lui Young și rezistența la compresiune monoaxială sînt de durată mare și scumpe. Un sistem eficient de cercetare ar trebui să se bazeze pe determinarea a numai două calități, în vederea unei reprezentări grafice ușoare.

Recent, J. A. Franklin a propus un sistem de descriere și clasificare, bazat pe următoarele caracteristici:

1. Gradul de fragmentare. Se selectează un singur parametru, distanța dintre fisuri, care definește două medii: unul al masei puternic fracturate, asemănător cu al unei roci moi, și celălalt al mediului monolitic rezistent. Descrierea va prezenta fisura și ca orientare, rugozitate, deschidere, continuitate, umplutură și alterație.

Indicele de fracturare — dimensiunea liniară medie a blocurilor constituate — se propune ca valoare numerică a gradului de fragmentare. Este reprezentabil cartografic și se poate ilustra grafic prin histograme. Determinarea practică a acestui indice se face prin observarea dimensiunilor blocurilor în versanți, în excavații, pe carote, sau în deschideri naturale. Se determină, astfel, blocul unitar reprezentativ al masivului de roci.

2. Rezistența. În următoarea etapă se urmărește definirea rezistenței blocului tipic unitar. Se recomandă o încercare fără fasonare, pe probe informe. Autorul propune încercarea de rezistență prin încărcare punctuală (fig. 1.4.).

Se poate folosi, cu aceeași eficiență, și încercarea M. M. Protodiakov, pe epruvete informe (v. 1.4.1).

Indicele de rezistență pentru încărcarea punctuală se va defini ca raportul dintre forța exercitată și pătratul distanței dintre punctele de încărcare. Acest indice este legat de rezistența la întindere a rocii printr-un coeficient care oscilează între 0,7 și 1, funcție de forma și dimensiunea epruvetei încercate. Importanța indicelui constă în determinarea unei valori reprezentative a rezistenței materialului, comparabilă cu cea a altor materiale, și nu în determinarea rezistenței la întindere.

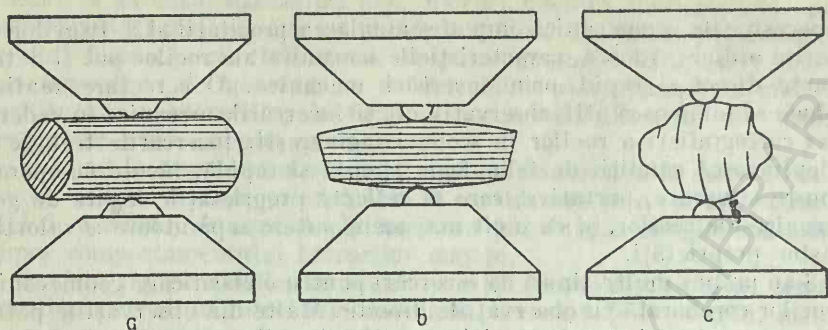


Fig. 1.4. Încercarea de rezistență prin încărcare punctiformă:

a — încărcarea punctuală diametrală; b — încărcare punctuală axială; c — încărcare punctuală pe epruvetă înformă.

3. Durabilitatea. Durabilitatea reprezintă rezistența rocii la intemperii, reflectată în modificări ale rezistenței sau gradului de fisurare. Prin convenție, determinarea durabilității sub acțiunea intemperierilor este de obicei accelerată, prin folosirea de procese de umezire și uscare, îngheț-dezghet, cristalizare a sărurilor sau atrițiune, în mod singular sau combinat. Rocile argiloase în special sînt sensibile chiar la expuneri de scurtă durată la acțiunea intemperierilor. După efectuarea determinării, rocile argiloase se separă în categorii care reflectă valoarea mai mare sau mai mică a durabilității obținute. În acest scop se indică încercarea de dizolvare (asemănătoare cu a stingerii varului), care este rapidă și realistă ca accelerare a timpului de acțiune a intemperierilor. Ea reflectă expandarea și dezintegrarea care rezultă din expunerea naturală și se execută astfel: se usucă și se cîntărește proba, se imeoazează proba timp de o oră într-o soluție de hexametafosfat de sodiu 2% (un agent dispersant); se spală pe sita 8 ASTM, se usucă și se cîntărește din nou. Indicele de durabilitate prin dizolvare reprezintă raportul procentual al greutății finale față de cea inițială.

Există multe încercări de acest tip, cu diverse tehnologii. Rezultatele sînt funcție de: cantitatea, forma și dimensiunile probelor, eventuala prelucrare în epruvete a rocilor, natura fluidului de dizolvare, procesele de atrițiune, precum și de sita sau sitele folosite pentru stabilirea cantitativă a dizolvării. Apare deci necesitatea unei standardizări a încercării.

4. Compoziția mineralogică. Necesitățile ingineresti cer o descriere simplificată, care să reflecte compoziția mineralogică și structura rocii, caracteristici importante din punct de vedere al comportamentului mecanic.

Este mai ușor să se estimeze conținutul în cîteva minerale decît să se recurgă la clasificare. Un conținut mare al unui mineral sau absența

sa au o deosebită importanță mecanică, întrucât fiecare are proprietăți mecanice specifice. Mineralele importante sînt: 1. Curaț; 2. Minerale negre; 3. Feldspat proaspăt; 4. Săruri și carbonați; 5. Minerale alterate; 6. Mice și minerale tabulare; 7. Minerale argiloase; 8. Pori și fisuri (ultimii constituenți au aceeași importanță ca și mineralele).

5. Structura. De obicei se descrie granulometria rocii, care este un indice discutabil. Sînt probabil mai importanți parametrii: dimensiunile granulelor și gradul de sortare, cristalinitatea și porozitatea care pot fi utilizați la caracterizarea procentuală a constituenților structurali. Acești constituenți sînt: a) materialul grosier fragmentat (detritic sau clastic); b) materialul cristalin grosier; c) matricea argiloasă sau microcristalină; d) spațiul ocupat de pori. Fiecare constituent poate fi reprezentat printr-un procent volumetric și o valoare dimensională. Se poate realiza un cod al structurii, notînd cei patru constituenți cu simbolurile F, X, μ , P, și dimensiunea cu „x” folosind sistemul actual în uz, în care dimensiunea este 2^x microni (conform sistemului Societății internaționale de științe a solului).

Astfel, roca notată 2% 3 P, 18% 5 X, 80% 3 μ are: 2% pori cu dimensiunea 3; 18% cristale porfirice cu dimensiunea 5 X; și 80% matrice argiloasă și material cristalin grosier cu dimensiunea 3 μ .

Pentru completarea descrierii rocilor în vederea clasificărilor se determină izotropia, orientarea elementelor sau segregăția lor. Se notează, de asemenea, coerența rocii, capacitatea sa de separare în plăci etc.

Gradul de fisurare și rezistența pot constitui baza unei clasificări tridimensionale, utilizabilă cartografic așa cum se prezintă în fig. 1.5. a.

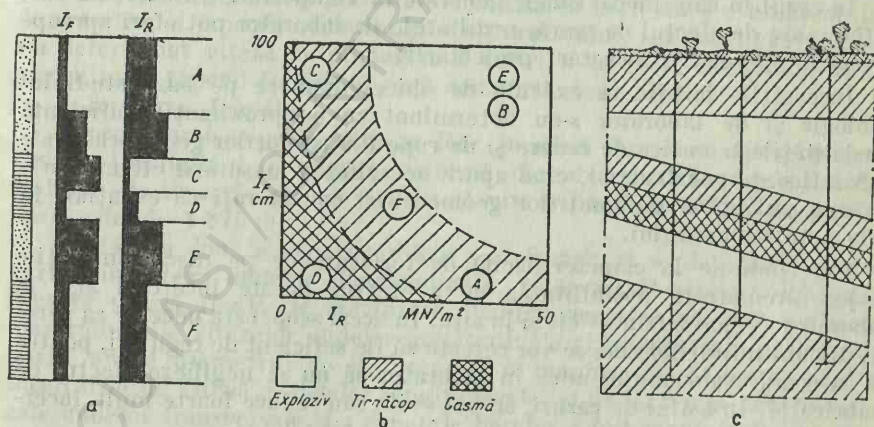


Fig. 1.5. Reprezentări grafice pentru cartografierea rocilor:

a — profil de foraj cu indicii de fracturare I_F și de rezistență la încercare punctiformă I_R ; b — diagrama de clasificare după posibilitățile de excavare; c — profilul calității rocilor

Orizonturile A pînă la F au valori caracteristice, reprezentabile bidimensional, ale gradului de fisurare și ale rezistenței (diagramele a) și pot fi reprezentate ca un punct pe diagrama de clasificare b , reprezentare grafică care se poate întrebuința pentru indicarea dificultăților de excavare.

Descrierea va fi: „argilit de durată lungă“, „tare fisurat“ și nu argilit prăfos, nisipos, compact.

1.4. Alegerea metodelor de încercare: de laborator sau in situ

O diferențiere netă între domeniile încercărilor de laborator și ale celor in situ este greu de stabilit.

Încercările de laborator ar cuprinde:

- determinările informative privind proprietățile rocilor la scara corpului geologic;
- analiza fină a mecanismelor generale de comportare a rocilor;
- încercări pentru a se obține date interpretabile statistic-probabilistic;
- compararea comportamentului rocilor din diversele corpuri geologice afectate de construcție cu comportamentul rocilor studiate în lucrări executate anterior.

În cazul în care mecanismele generale de comportare a rocilor nu sînt influențate de efectul de scară, rezultatele de laborator pot oferi aproape integral parametrii necesari proiectării.

Încercările in situ se execută de obicei după ce pe baza studiului geologic și de laborator s-au determinat cu o aproximație suficientă modalitățile teoretice de cedare și de rupere a corpurilor geologice aflate sub influența construcției, cînd apare necesitatea măsurării cît mai precise cu puțință a parametrilor geomecanici considerați ca esențiali în aria amplasamentului.

Referindu-ne la caracteristicile de forfecare de pe discontinuitățile majore, remarcăm posibilitatea de a efectua aceste încercări atît în laborator — mai ieftin — cît și in situ. În acest scop, este necesar ca pereții discontinuităților care se vor cerceta să fie suficient de regulați, pentru ca la scara eșantionului adus în laborator să nu se negligeze efectul de imbricație. În astfel de cazuri, se pot evita sau reduce foarte mult încercările de forfecare in situ.

Experiențele efectuate de diverși cercetători au arătat că dacă se respectă aceste condiții, rezultatele sînt perfect concordante. De exemplu, valorile

unghiurilor de frecare (la rezistența ultimă), în cazul unor carote cu diametrul de 25 cm și lungimea de 50 cm, comparate cu cele obținute în situ pe o suprafață de 4,50 m² au fost riguros comparabile.

1.4.1. *Încercări de laborator. Exemple*

O bună parte din încercările moderne, semnificative, de laborator vor fi prezentate în capitolele de metodologie. În acest subparagraf, se vor analiza câteva exemple de studii de laborator, pentru a ilustra modul contemporan de abordare a unor asemenea lucrări și pentru a preciza câteva concepte noi fundamentate pe aceste experiențe.

Încercări privind deformabilitatea și fracturarea rocilor (Bieniawski, 1967). Experiențele au urmărit determinarea vitezei de propagare a ruperii fragile a rocilor în scopul determinării rezistențelor de rupere la tracțiune și compresiune. Experiențele s-au efectuat pe plăci pătrate de norit, cu latura de 150 mm, groase de 6 mm. Epruvetele au fost tăiate cu discuri cu diamante și zgiriate cu ajutorul unei sondeze ultrasonice. Fracturarea a fost inițiată prin izbirea unui ac de oțel calibrat pe lățimea și adâncimea zgirieturii, acționat cu ajutorul unei încărcături explozive dintr-o cameră-revolver. Inițierea exploziei s-a efectuat automat prin pornirea unei camere de filmat cu o frecvență maximă de $1,59 \times 10^6$ cadre pe secundă. Aceeași cameră declanșează automat și dispozitivul de întârziere și permite sincronizarea perfectă a evenimentului de cercetat, a luminii blitzului și a obturatorului. Cu acest echipament s-a determinat viteza de propagare a fisurilor în rocă, stabilindu-se că mecanismul ruperii fragile în rocă comportă două stadii:

- formarea fisurilor,

- propagarea ruperii, care se face în două faze, una de propagare stabilă și cealaltă de propagare instabilă, care duce la dezagregarea materialului. Pe această cale s-a stabilit că viteza finală de fracturare pentru norit este de 1 875 m/s.

În faza a doua a experimentării s-a urmărit să se determine a câta parte din viteza undelor (longitudinală, transversală și Rayleigh) este această viteză finală de fracturare. Pentru aceasta, au fost realizate măsurători ale vitezelor undelor longitudinale și transversale pe bare de norit, având diametrul de 21,6 mm și o lungime de 84,6 mm pentru încercările de viteză a undelor longitudinale, și de 50,8 mm pentru vitezele undelor transversale. La capetele barelor a fost montat câte un disc traductor, vopsit pe dos cu vopsea de argint bună conducătoare de electricitate, prins între piese de oțel care acționează ca electrozi. S-au aplicat impulsuri de 100 volți, transversal pe unul dintre traductori,

în scopul producerii de vibrații transversale sau longitudinale. Traducătorii folosiți pentru procedeul longitudinal s-au confecționat din ceramică de bariu-titanat, având o frecvență naturală de 1 Mc/s, iar cei întrebuințați pentru procedeul transversal au fost cristale de cuarț, tăiate pentru curent alternativ cu o frecvență naturală de 3 Mc/s. Impulsurile de la capătul celălalt al epruvetei au fost recepționate de traducătorii corespunzători și au fost transformate în impulsuri electrice și deplasate pe un osciloscop cu două spoturi. S-au măsurat timpii de trecere ale primelor unde sosite. Viteza de propagare a undelor transversale sau longitudinale s-a determinat din lungimea epruvetei și din timpul de trecere măsurat.

S-au determinat astfel diferitele viteze pentru norit, calculându-se aceste viteze și teoretic. S-a stabilit experimental că există o bună concordanță între vitezele undelor longitudinale și transversale determinate experimental și teoretic și că nu corespund vitezele Rayleigh. S-a determinat astfel raportul cantitativ dintre viteza de fracturare pe secundă și vitezele undelor longitudinale și transversale. Concluziile studiului, coroborate cu încercări de rezistență, au arătat existența unor domenii de rezistență ordonate astfel:

- încărcarea limită în domeniul perfect elastic este în legătură cu caracteristicile de frecare din lungul discontinuităților (coeficientul μ din formula lui Griffith);

- încărcarea limită a domeniului în care propagarea fracturilor este stabilă coincide cu rezistența pe termen lung;

- la rezistența maximă epruveta mai păstrează încă rezerve de rezistență, datorită îmbricării compartimentelor epruvetei.

Menționăm că încercările de rezistență au fost executate cu prese de mare rigiditate. Schema din fig. 1.6 indică mecanismele de rupere fragilă a rocii în diferitele faze.

Exemplul acestui studiu, de o coerență remarcabilă, ne prezintă o tehnologie modernă și o concepție foarte avansată. El a permis ca din multitudinea datelor experimentale să se evidențieze influența pe care o are fracturarea existentă deja în rocă, precum și fracturarea creată prin solicitări împinse spre stările de deformabilitate ale rocii și de rupere fragilă instantanee a ei.

Cercetările ulterioare (Scholz C. ș.a.) au confirmat procesele de microfracturare concretizate de Bieniawski și au stabilit clar că activitatea de microfracturare, în rocile supuse la solicitări mecanice progresive, începe de la nivele joase ale tensiunilor în rocă. Ea se accelerează rapid odată cu apropierea de rezistența de rupere provocată de forța de fracturare. Odată cu apropierea de această limită a eforturilor unitare interioare, planul sau planele de rupere se formează prin orientarea și gruparea microfracturilor după un anumit moment în care densitatea microfractu-

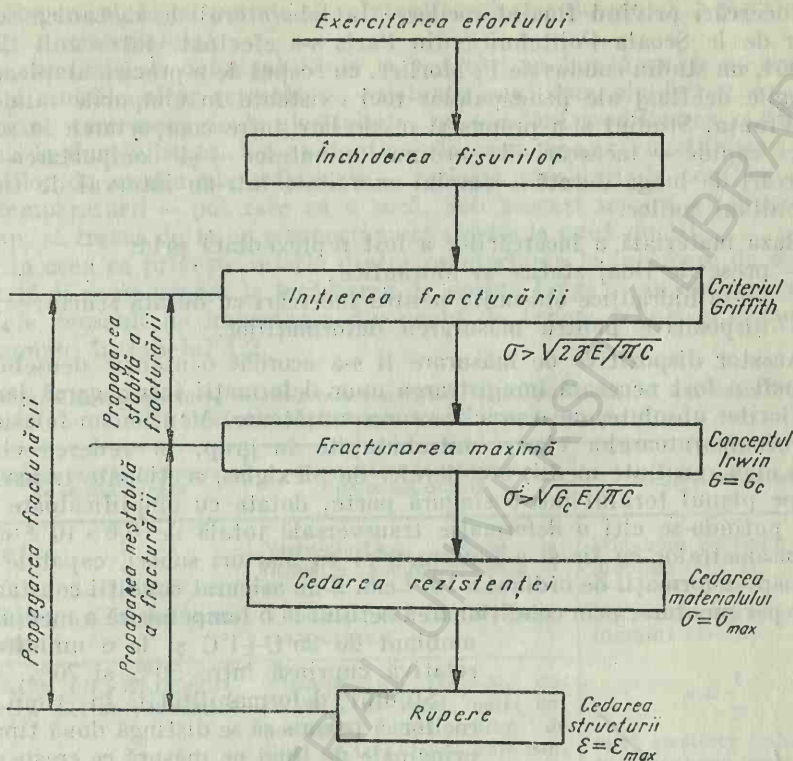


Fig. 1.6. Schema mecanismelor de rupere fragilă a rocilor (după Bieniawski).

rilor a atins o valoare critică. Stabilirea experimentală a valorii critice a densității de microfracturare permite determinarea aproximativă a momentului și a forței de fracturare a unei roci. Conceptual, activitatea de microfracturare reprezintă acel criteriu mecanic, de mult căutat, care leagă deformația și fracturarea rocii de un proces comun, a cărei înțelegere trebuie continuată și în viitor.

Concluziile studiilor de laborator asupra microfracturării rocilor evidențiază importanța acestui tip de încercări pentru fundamentarea teoretică și aplicativă a geomecanicii. Se vede din acest exemplu că „laboratorul” este departe de a fi scos din circuitul încercărilor fizico-mecanice asupra rocilor, și că își va păstra și în viitor un rol deosebit de prețios atât în domeniul cercetării fundamentale cit și imediat aplicative.

Încercări privind fluajul rocilor. În laboratorul de mecanica solidelor de la Școala Politehnică din Paris s-a efectuat, între anii 1962 și 1964, un studiu condus de P. Morlier, cu scopul de a preciza amploarea și legile de fluaj ale principalelor roci existente în cîmpurile miniere din Franța. Studiul și-a propus și o corelare între comportarea la solidicități rapide — încărcări de ordinul minutelor — și comportarea la încărcări de lungă durată — sarcini exercitate într-un interval de timp de ordinul anilor.

Baza materială a încercărilor a fost reprezentată prin:

- prese de fluaj statice și hidraulice;
- prese hidraulice obișnuite pentru încercări cu durată scurtă;
- dispozitive pentru măsurarea deformațiilor.

Acestor dispozitive de măsurare li s-a acordat o atenție deosebită, întrucît a fost necesară înregistrarea unor deformații într-o gamă largă a valorilor absolute, cu o precizie corespunzătoare. Menționăm folosirea microcomparatorilor clasice întrebuițate în grup, în vederea obținerii unor rezultate medii; a colierelor de plexiglas, secționate transversal pe planul torului într-o singură parte, dotate cu amplificatoare cu ace, putîndu-se citi o deformăție transversală totală de $0,6 \times 10^{-4}$ cm; a tensometrelor cu fir și a tensometriei cu martori sonori, capabile să măsoare deformății de ordinul a 10^{-7} cm. S-au asigurat condiții constante de experimentare, prin condiționarea aerului la o temperatură a mediului

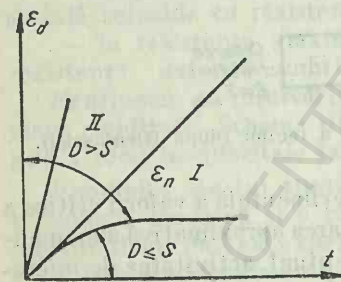
ambiant de $25^\circ\text{C} \pm 1^\circ\text{C}$ și la o umiditate relativă cuprinsă între 50% și 70%.

Studiul deformabilității în timp a rocilor a permis să se distingă două tipuri principale de fluaj pe măsură ce crește deviatorul D al eforturilor unitare ce se exercită asupra scheletului rocii: (v. fig. 1.7):

— fluajul asimptotic, care apare cînd valoarea deviatorului este inferioară unui efort unitar S , denumit rezistență ultimă, domeniu de încărcare în care fluajul se stabilizează cu timpul;

— fluajul în trei faze, care apare la o creștere progresivă a lui D peste S și care cuprinde: faza decelerată, denumită și tranzitorie (transient creep) (I pe fig. 1.7), faza cu viteză constantă și minimă, denu-

Fig. 1.7. Diagrama de variație a fluajului rocilor în funcție de deformația transversală ε_d a epruvetei și de timpul de încărcare t (după Morlier)



mită faza staționară ε_n (steady rate creep) și faza accelerată (II pe fig.), care conduce la ruperea epruvetei; dacă sarcina D este apropiată ca valoare de rezistența instantanee, fluajul poate prezenta numai această fază accelerată.

Experiențele au permis să se stabilească și valoarea T a duratei de viață a materialului.

Cercetările de deformabilitate la încărcări pe durată scurtă au arătat, ca și studiile altor cercetători, existența unui domeniu întreg de comportări, care merg de la elasticitate, cu sau fără modificarea secțiunii, până la ductibilitate. S-a evidențiat, de asemenea, că modificarea condițiilor de mediu ale solicitării — variația presiunii de confinare sau a temperaturii — pot face ca o rocă, sub aceeași sarcină și în același timp, să treacă de la un comportament elastic la unul ductil.

În ceea ce privește relația dintre comportarea la încărcare de durată scurtă și comportarea la încărcarea de durată lungă, s-au obținut rezultatele deosebit de importante din punct de vedere tehnic și economic, rezumate în tabelul 1.2.

Tabelul 1.2. Comportarea la compresiune a diferitelor tipuri de roci la încărcare de durată scurtă și la încărcare de lungă durată

Comportare la încărcare de scurtă durată	Comportare la încărcare de lungă durată	Compresibilitatea
Elastică	Visco-elastică, uneori de formație „pseudo-viscoasă	Micșorare continuă a volumului ($D < S$)
Elastică cu modificarea secțiunii	Visco-elastică cu modificarea secțiunii	Micșorare continuă a volumului ($D < S$)
Plastică ($D > S$) (modificare a secțiunii limitată)	Visco-plastică ($D > S$), de formație de fluaj, foarte importantă, după curbă de fluaj cu trei trepte, care conduce la o rupere în timp	$\nu \approx \frac{1}{2},$ apoi creșterea volumului în apropierea rupei
Ductilă (cu modificare a secțiunii nelimitată)	Visco-plastică, fluaj continuu până la cedare prin efilare	$\nu = 1/2$

Cele două exemple au fost date pentru a arăta importanța lucrărilor de laborator, prin care se elucidează comportamentul rocilor și legile generale care determină această comportare, precum și a diversilor factori în parte, cum ar fi de exemplu, factorul timp.

Unul dintre principalele avantaje ale cercetării de laborator este costul redus al încercărilor, fapt care permite obținerea unui volum mare de date care se pot interpreta statistic. Valorile unor parametri „clasici” determinați în laborator, cum ar fi, de exemplu, rezistența de rupere la compresiune uniaxială, reprezintă indici calitativi care permit compararea diferitelor tipuri de roci și valorificarea experienței ingineresti dobândite în timp.

Pentru a obține rezultate comparabile, se desfășoară în ultima vreme pe plan mondial o acțiune de normalizare a încercărilor. O atenție deosebită se acordă prelevării probelor și confecționării epruvetelor. Pentru obținerea de date reale interpretabile statistic se acționează pe două direcții:

- prelevare de probe prin decupare de volume care să păstreze starea naturală de fracturare a rocii;

- prelucrare de probe informe, la întâmplare, care nu vor mai fi supuse unor operații de confecționare de epruvete.

Soluția a doua, inițiată de M. M. Protodiakonov, a condus la determinarea rezistenței de rupere la compresiune pe eșantioane informe, culese direct din deschiderile naturale, fără nici o fasonare ulterioară. Metoda este interesantă și cu aplicații științifice și economice mari, fapt care justifică menționarea ei.

Determinarea rezistenței prin procedeul Protodiakonov, apropiată de încercarea braziliană, prezintă oarecare dificultăți la interpretare, păstrându-și însă integral importanța statistică. Metoda aceasta, reluată de alți cercetători, care compară rezultatele obținute pe epruvete fasonate cu cele obținute pe epruvete informe, își dovedește utilitatea informațională și eficiența tehnico-economică. Încercările efectuate de Dufant ș.a., în 1966, au arătat că se păstrează domeniul de variație a rezistențelor, valoarea medie și efectul de scară atât în cazul epruvetelor fasonate cât și în cel al epruvetelor informe.

Încercarea Protodiakonov, ieftină și ușor de realizat chiar în condiții de teren (o simplă presă hidraulică mobilă!) este perfect adaptabilă pentru studiile preliminare de rezistență de rupere la compresiune.

1.1.2. *Încercări in situ*

Preluarea probelor neturburate prezintă o limită de volum. Atunci când eșantioanele nu se mai transportă și apare necesitatea deplasării unor volume de rocă de ordinul a metri cubi, se recurge la încercarea in situ. Aceasta cu atât mai mult cu cât încercarea în laborator a unor epruvete cu volume mari este imposibilă, din cauza limitei preselor, care curent pot transmite sarcini maxime de 300 tf și în mod excepțional de 2000 tf. Mărimea eforturilor care se pot transmite in situ este și ea plafonată tehnologic. Cel mai puternic instrument de încărcare a terenului, în stare naturală, este presa plată, care nu poate depăși în prezent o sarcină de 250 kgf/cm². Rareori însă solicitarea fundațiilor atinge valori atât de mari. În general, construcțiile transmit încărcări mult mai mici.

Încercările de forfecare directă reprezintă pentru marile construcții cercetarea cea mai importantă și semnificativă, mai ales în cazul încercărilor de stabilitate care interesează comportamentul discontinuităților majore. Semnalăm ca una din cele mai mari suprafețe forfecate în situ cea de la Mequinenza, de 16 m^2 , lucrare condusă de Uriel, în 1964.

Încercări de compresiune uniaxială sau triaxială în situ se fac mai rar. Amintim ca reper de limite superioare volumice ale eșantioanelor încercate la acest tip de solicitări proba de 11 m^3 supusă la compresiune triaxială la Kurobe în Japonia, încercare condusă de M. Nose în 1964, și eșantionul de 10 m^3 încercat la compresiune simplă în Franța sub egida D.G.R.S.T.

Încercările de deformare cilindrică, atât active cât și pasive, au o permanentă tendință de reducere a volumului cercetat, cercetarea în galerii de probă deosebit de costisitoare înlocuindu-se cu cercetări în goluri realizate prin foraje, atunci când legile de similitudine mecanice și geometrice pot fi approximate acoperitor. Raportat la elementul economic, amintim că în practica mondială studiile geologice reprezintă între 2 și 5% din valoarea construcțiilor.

1.5. Eforturile și deformațiile în geomecanică

Geomecanica, constituită relativ recent ca ramură a mecanicii aplicate, a beneficiat de toată evoluția istorică a mecanicii clasice, de la care a putut împrumuta un mod de gândire deosebit de evoluat privind starea de efort și de deformare a corpurilor. Transferul de idei are însă niște limite conceptuale legate de categoria obiect material cu care operează cele două discipline. Mecanica a stabilit legăturile de comportament ale mediilor continui omogene, izotrope sau anizotrope, sub influențe omogene sau heterogene simple. Roca, obiectul geomecanicii, reprezintă un obiect material constituit în general din interacțiunea a două populații statistice: granule și ciment sau liant. Cu rare excepții, roca reprezintă un domeniu al discontinuumului structural, căruia i se adaugă și discontinuitățile la diferite scări dimensionale generate în special de evoluția exogenă a rocii. Pe plan mondial s-au făcut o serie de încercări de structurare teoretică a geomecanicii, care să țină seama de discontinuumul structural și fisural al rocii, pe baza unor instrumente statistice și probabilistice. Până la concretizarea acestei teorii noi, geomecanica folosește încă aparatul mecanicii clasice. În final se va arăta că erorile generate de absența unei teorii riguroase adecvate reali-

tății discontinui și anizotrope a rocii sînt suficient de reduse pentru a nu altera valoarea rezultatelor obținute prin încercările fizico-mecanice.

Se consideră necesară o scurtă expunere a noțiunilor legate de eforturile unitare și deformații, în vederea explicării proceselor de deformare, a conducerii experimentelor asupra comportării rocilor și a înlăturării unor confuzii care mai dăinuie încă în practică.

1.5.1. *Considerații calitative asupra relațiilor dintre eforturile unitare și deformații*

1.5.1.1. Eforturi unitare

Un corp care se află în echilibru sub acțiunea unui sistem de forțe se consideră a fi în stare de tensiune. Forțele sistemului se raportează la două categorii:

— forțe masice, adică forțe care acționează în fiecare punct al unui corp aflat într-un câmp de forțe, cum ar fi câmpul gravific sau electromagnetic. Acest tip de forțe depinde de orientarea și poziția corpului în câmpul respectiv.

— forțe de suprafață (eforturi unitare de suprafață), forțe exterioare), adică forțe care acționează asupra unei suprafețe externe a corpului, ca rezultat al interacțiunii dintre corpul studiat și un altul cu care vine în contact.

Efortul unitar în interiorul unui corp este complet determinat cînd este cunoscută valoarea lui în orice punct al corpului.

Eforturile unitare în mecanică se împart în omogene (uniforme în fiecare punct al corpului) și heterogene (cînd sînt neuniforme).

Analizele clasice asupra eforturilor unitare au arătat că efortul unitar într-un plan secant corpului în orice punct se poate descompune în două componente: una normală σ , perpendiculară pe planul considerat, și alta paralelă cu planul τ , denumită efort unitar tangențial. Semnul efortului unitar normal σ în literatura matematică și fizică este pozitiv cînd determină întinderea. De multe ori în literatura de geomecanică semnul $+$ indică eforturi unitare de compresiune.

În studiile aprofundate se arată că în orice punct al unui corp există trei plane ortogonale, unic orientate în corp, în lungul cărora eforturile unitare tangențiale tind către zero, rămînînd doar eforturile unitare normale. Cele trei plane sînt denumite *planele principale* ale efortului unitar, iar eforturile unitare normale pe ele sînt denumite eforturile unitare *principale*, notate $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ (algebric, $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$).

Tipurile și simetria eforturilor unitare. Se demonstrează că efortul unitar este o mărime tensorială simetrică și că orice stare de efort unitar are o simetrie exprimabilă față de valorile relative ale mărimilor $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$.

Starea de efort unitar poate fi divizată în două componente:

— O parte hidrostatică — egală cu efortul unitar normal —, cu o simetrie sferică, notată cu $K_{\infty h}$ (Paterson și Weiss). Aceasta este starea de efort unitar denumită *presiune* în termodinamică. Ea nu trebuie confundată cu presiunea de confinare, presiunea unui lichid care înconjoară un corp geologic supus încercării triaxiale. Componenta hidrostatică este componenta izotropă a tensorului eforturilor unitare și este legată direct cu componenta dilatare a deformației.

— O parte nehidrostatică, denumită efort unitar de forfecare sau deviatorul eforturilor unitare. Suma eforturilor unitare componente ale deviatorului acestora este egală cu zero.

Spre deosebire de presiunea hidrostatică, deviatorii eforturilor unitare nu au toți aceeași simetrie. Notind eforturile unitare componente ale deviatorului cu σ'_1, σ'_2 și σ'_3 , se individualizează patru posibilități:

— întinderea axială: $\sigma'_2 = \sigma'_1, \sigma'_3 = -2\sigma'_1$; simetria efortului unitar axial este $D_{\infty h}$;

— compresiune axială: $\sigma'_2 = \sigma'_3, \sigma'_1 = -2\sigma'_2$; simetria efortului unitar axial este $D_{\infty h}$;

— forfecare pură: $\sigma'_2 = \sigma'_1 + \sigma'_3 = 0$; simetria efortului unitar ortorombic este D_{2h} ;

— cazul forfecării generale: $\sigma'_1 \neq \sigma'_2 \neq \sigma'_3$; nici o componentă nu este egală cu zero. Simetria efortului unitar este ortorombică: D_{2h} .

Simetria unei stări de eforturi unitare coincide cu cea a deviatorului ei, întrucât componenta hidrostatică are o simetrie sferică. Deviatorul eforturilor unitare este legat direct de deformarea elastică, avînd în același timp cea mai mare influență asupra deformației care se produce în cazul fluajului.

1.5.1.2. Deformații

Schimbarea proprietăților geometrice ale unui corp, ca volum și formă, ca urmare a efectului unei stări de efort unitar se numește *deformație*. Teoria deformației a analizat în special deformațiile elastice mici, adică deplasările reversibile infinitezimale, care se pot extinde și la corpuri mari continui și omogene, în domeniul așa-numitelor *deformații finite*. Aplicabilitatea acestei teorii la corpurile geologice, care sînt discontinue și anizotrope, se face, la scara mezoscopică și microscopică,

definindu-se o continuitate statistică a corpului, tot așa cum s-a stabilit o omogenitate statistică.

Se poate exprima deformarea unui corp dacă se cunoaște poziția tuturor punctelor materiale ale corpului în starea nedeformată. În cazul unei deformări omogene, modificările poziției punctelor se reflectă în efecte care sînt uniforme la scara întregului corp. Efectele deformării se pot reduce la următoarele componente: 1) schimbarea poziției — translație; 2) schimbarea orientării — rotație; 3) schimbarea volumului — dilatare; 4) schimbarea formei — deformare. Analiza deformăției omogene neglijează aproape întotdeauna componenta de translație.

Expresia analitică a variației poziției unui agregat de puncte se numește *transformare*. Orice deformare strict omogenă corespunde unei transformări de un tip regulat denumită transformare *afină* sau *omogenă*, în care coordonatele unui punct deformat sînt funcții liniare ale coordonatelor respective ale punctului nedeformat.

Tipurile și simetria deformățiilor omogene finite. Proprietățile transformărilor afine își găsesc aplicabilitatea în toate ramurile mecanicii mediilor continui. În geomecanică interesează numai aplicarea lor la deformățiile omogene finite care se pot împărți în mai multe tipuri. Categoriile de deformății vor fi exprimate pentru simplificare în tabelul 1.3.

Proprietățile unei deformății compuse care rezultă din suprapunerea unei deformății finite omogene peste o alta au făcut obiectul unor studii de amploare. Rezumînd aceste concluzii rezultă că adunarea deformățiilor nu este comutativă.

Se presupune că deformarea omogenă a agregatelor cristaline care formează rocile, considerată la scara micro- și microscopică, se poate asimila cu deformățiile finite omogene statistic.

1.5.1.3. Relații între eforturi unitare și deformății: Starea reologică

Viteza, mărimea și permanența deformăției induse de starea de tensiuni variază mult de la o rocă la alta. Deformația sub o stare de tensiune constantă variază în funcție de ambianța rocii: temperatură, timp de exercitare a efortului unitar, presiunea de confinare etc.

Comportarea rocilor oscilează între comportamentul elastic (în care deformația este reversibilă pînă la atingerea formei inițiale, după încetarea efortului unitar și comportamentul de curgere, pe care îl au lichidele viscoase (de ex. petrolul brut), care par a curge continuu chiar fără exercitarea celei mai mici solicitări de forfecare.

Tabelul 1.3. Proprietățile analitice și geometrice ale deformațiilor omogene finite

Tipul deformației	Deplasările*	Forma elipsoidului deformațiilor	Schimbarea de volum	rotație	Simetria
Dilatare uniformă	$u = cx_1$ $v = cy_1$ $w = cz_1$	Sferă	Crește sau des-crește	Nici una	sferică $K_{\infty h}$.
Întindere sau compresie simplă (deformare axială)	$u = cx$ $v = 0$ $w = 0$	Sferoid	Crește sau des-crește. Nici una	Nici una	axială $D_{\infty h}$.
Forfecare pură (plană)	$u = cx$ $v = \left(\frac{-c}{1+c}\right)y$ $w = 0$	Elipsoid triaxial	Nici una	Nici una	ortorombică D_{2h}
Forfecare simplă (plană)	$u = cy$ $v = 0$ $w = 0$	Elipsoid triaxial	Nici una	Rotație după o axă intermediară a elipsoidului deformațiilor (normală pe planul deformației)	monoclinică C_{2h}
Rotație pură (corp rigid)	$u = cx$ $v = c'y$ $w = -c'z$	Sferă echivalentă cu sfera inițială	Nici una	Rotație după o axă arbitrară.	Rotațional axială $C_{\infty h}$.
Deformație pură (fără componentă rotațională)	$c' = 1 - \frac{1}{\sqrt{1+c}}$	Elipsoid triaxial	Crește sau des-crește Nici una	Nici una	Ortorombică D_{2h}
Deformație generală	combinație	Elipsoid triaxial	Crește sau des-crește	Rotație după axa elipsoidului. Rotație după o axă arbitrară.	Monoclinică C_{2h}
			Nici una	Rotație după axa elipsoidului	Triclinică C_i
				Rotație după o axă arbitrară.	Monoclinică C_{2h} .
				Rotație după o axă arbitrară.	Triclinică C_i .

* În care u, v, w , sînt componentele deplasării unui punct cu coordonatele inițiale (x_1, y_1, z_1) și finale (x, y, z) , adică: $u = x_2 - x_1$; $v = y_2 - y_1$; $w = z_2 - z_1$.

Comportamentul rocilor se poate analiza prin observarea experimentală a corpurilor supuse la eforturi unitare și prin analiza modelelor matematice ale materialelor ideale. Prin aceste metode se abordează experimental și teoretic o disciplină relativ recentă, *reologia*, care studiază, ca ramură generalizată a mecanicii, curgerea și deformarea continuă în timp a materialelor. Această știință, creată de M. Reiner în 1943, a abordat la început comportamentul solidelor ductile, care răspund la eforturi unitare de o anumită mărime prin curgere, adică prin deformări permanente de amploare mare.

În cazul rocilor, conceptul de curgere apare mai puțin evident în cursul experimentelor de scurtă durată, atât în laborator cât și în situ, întrucât foarte multe dintre ele au la temperatura camerei un comportament rigid și casant. Prin deformarea geologică, în timp, aceleași roci prezintă curgeri viscoase, adică se deformează continuu în spațiu fără a-și pierde coeziunea. Acest mecanism al deformăției de curgere nu este încă studiat suficient, fiind deosebit de complex.

Curgerea rocilor include curgerea plastică intercrystalină (translația și alunecarea), alunecarea intergranulară și rotația granulelor, cataclazarea și cristalizarea, neomineralizarea.

Factorul timp este deosebit de important în înțelegerea comportamentului rocilor. Ne referim la un exemplu tipic. În încercările de scurtă durată, cuarțitele sînt casante, se sfărîmă repede sub sarcină, în timp ce în stratele cutate alcătuite din cuarțite se evidențiază din plin capacitatea de curgere a aceleiași roci.

Geomecanica întrebunțează tot mai des termeni ca *elastic*, *elasto-plastic*, *visco-elastic*, etc., împrumutați din reologie. Acești termeni vor trebui definiți în vederea unei încercări de cunoaștere a reologiei teoretice, disciplina care studiază modele matematice ale relațiilor efort unitar deformare la diferite tipuri de materiale ideale, considerate toate a fi continui și omogene. Aplicarea modalității de gîndire a reologiei la roci se va face prin prisma noțiunilor de continuitate și omogenitate statistică.

Starea reologică. Starea reologică a unui corp supus unei deformări continue exprimă relația matematică dintre starea de efort unitar internă a corpului studiat și caracterul deformăției rezultate. Sub forma tensorială dată de Reiner, relația dintre cele două mărimi se poate scrie:

$$R(e, \sigma) = 0, \quad (1.2)$$

unde: e este tensorul deformăției;

σ — tensorul efort unitar;

R — o funcție care depinde de caracteristica reologică a corpului studiat.

Ecuția 1.2 este denumită *ecuația de stare reologică* a corpului. În multe din funcțiile analizate de geologia inginerască presiunile hidro-

statice și deformația de dilatare au o pondere redusă în stările de tensiuni și deformații. Din acest motiv este posibilă neglijarea componentelor izotrope, stabilindu-se numai relațiile între componentele deviatore ale tensorilor respectivi. Ecuația reologică exprimată în funcție de componentele deviatore devine:

$$R'(D_e, D_\sigma) = 0, \quad (1.3)$$

în care D_e este deviatorul deformației și D_σ — deviatorul eforturilor unitare. Ecuația precizează că și relația analitică dintre deviatorii efortului unitar și deformației este tot o funcție de starea reologică a corpului.

În tabelele 1.4 și 1.5 sînt prezentate principalele corpuri reologice și caracteristicile lor analitice și de comportament.

Reologia rocilor. Toate corpurile reale posedă proprietăți elastice, plastice și viscoase, combinate în anumite proporții. Sînt posibile și alte combinații de comportamente decît cele care au fost prezentate înainte. În ceea ce privește comportamentul reologic al rocilor sînt necesare cîteva considerațiuni.

Teoriile asupra eforturilor și deformațiilor, ca și asupra conceptelor reologice, sînt clădite pe ipotezele continuului omogen. Corpurile geologice sînt omogene statistic, dar discontinui ca structură. Pentru a realiza un concept reologic aplicabil corpului geologic trebuie considerate tocmai aceste discontinuități, care separă domenii cu stări reologice ce pot fi foarte diferite. Analiza proceselor reologice la scară microscopică a structurilor face obiectul *micreologiei* — disciplină care cercetează mecanismele de deformare a cristalelor macle, microfracturarea, alunecarea pe suprafețele discrete de discontinuități etc.

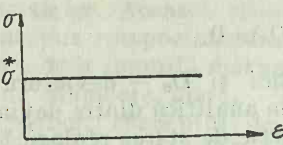
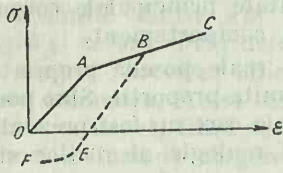
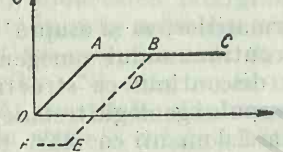
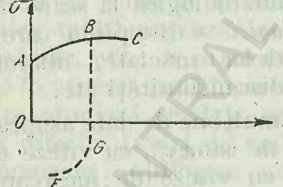
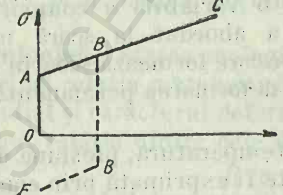
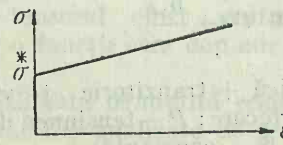
Lucrările experimentale au strîns o mulțime de date asupra deformării rocilor atît în condiții termodinamice de cameră, cu viteze de încărcare mari, cît și în condiții de zăcămint cu viteze de încărcare mai mari sau mai mici. Factorul timp rămîne o variabilă a comportamentului reologic insuficient studiat. Carey a abordat la scară megascopică majoră proprietățile reologice ale rocilor care formează scoarța pămîntului în lumina cunoștințelor actuale despre deformarea permanentă a corpurilor solide.

Deformația corpului (în condiții de temperatură, presiune de confinare și tensiune de forfecare constante) poate fi exprimată prin ecuația:

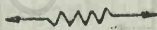
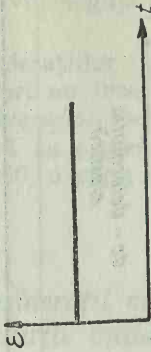
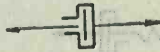
$$S = \frac{P}{G} + f(P) + \beta \cdot t^{1/3} + \frac{P \cdot t}{\eta}. \quad (1.4)$$

Deformația totală = elastică + plastică + tranzitorie + viscoasă (în care: S este deformarea produsă prin forfecare; P — tensiunea de forfecare; G — rigiditatea; η — „viscozitatea”; β — constantă).

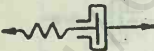
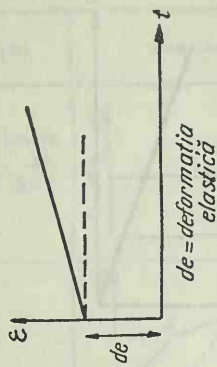
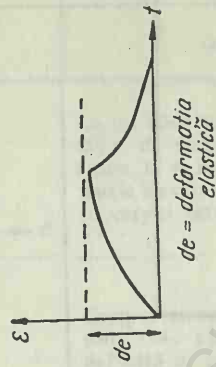
Tabelul 1.4. Comportamentul corpurilor plastice

Corpul	Imaginea grafică	Comportamentul
Ideal plastic (corpul. St. Venant SV)		La un efort unitar mai mare decât limita de curgere, corpul „curge” continuu la o încărcare constantă. Deformație ireversibilă. Sub limita de curgere corpul este ideal rigid.
Elasto-plastic		Comportament mixt: elastic în domeniul OA, plastic fără o limită bine definită a plasticității pe domeniul ABC. Descărcarea pe curba BDEF definește deformația remanentă
		Idem cu o limită bine definită a plasticității.
Rigid-plastic		Comportament mixt: rigid pe domeniul de efort unitar OA, plastic pe intervalul ABC. Ecrusaj (ecrusajul reprezintă un proces la scară microscopică și submicroscopică de mărire a rezistenței rocilor la alunecări tangențiale).
		a — ecrusaj neliniar b — ecrusaj linear
Plastic-viscos (Bingham) B		Corpul supus la un efort unitar mai mare decât limita de curgere (σ^*) se deformează continuu și ireversibil asemănător unei „curgeri” viscoase.

Tabelul 1.5. Corpurile reologice ideale după Nádai

Corpul	Ecuatia	Model mecanic	Comportarea	Imaginea grafică
Elastic (Hooke) H	$D_{\varepsilon} = \frac{D_{\sigma}}{2G}$		Deformare instantanee proporțională cu efortul, reversibilă. Pentru un corp dat tensiunea de forfecare / deformația de forfecare $= G(\text{const}) = \text{modulul de forfecare (de rigiditate)}$. Modul lui Young $= f(G)$. Exemplu: cristale de cuarț sau olivină tensionate sub limita de curgere.	
Lichid viscos (Newton) N	$D_{\sigma} = 2\mu D_{\dot{\varepsilon}}$		Antipodul corpului elastic. Echivalent cu lichidul newtonian. Corpul în echilibru nu suportă nici o tensiune (efort unitar) de forfecare, astfel că $D=0$. În mișcare se generează D proporțional cu viteza de curgere (deci și cu viteza de deformare). Tensiunea și viteza de deformare sunt legate prin coeficientul de viscozitate μ . Față de presiunea hidrostatică lichidul viscos răspunde ca un solid elastic. Valoarea deformației la un moment dat nu depinde de valoarea tensiunii provocată de curgere. Ea depinde de durata curgerii. Lichidele reale sunt rareori newtoniene.	

Tabelul 1.5 (continuare)

Corpul	Ecuatia	Model mecanic	Comportare	Imagina grafică
Elasto-viscos (Maxwell) $M = H - N$	$D_{\dot{\epsilon}} = \frac{D_{\sigma}}{2G + 2\mu}$		Comportament mixt: ca un solid elastic în prima parte a deformației, apoi ca un lichid viscos. Comportarea viscoasă sub tensiunea de durată se numește fluaj. Dacă se menține deformația constantă într-un anumit punct al curbei starea de tensiune descresce exponențial („relaxarea tensiunii“). Ex: calcarele. la presiuni de confinare și temperaturi ridicate se comportă elasto-viscos deasupra valorii rezistenței de fluaj și sub limita elastică determinată prin încălcări de durată redusă.	
Rigid-viscos (Kelvin) $K = H/N$	$D_{\sigma} = 2GD_{\dot{\epsilon}} + 2\mu D_{\dot{\epsilon}}$		Comportament mixt între corpul elastic și viscos. La o tensiune dată deformația elastică (reversibilă) se realizează numai pentru o durată finită de timp. Descărcarea nu se realizează nici ca instantaneu. Corpul poate suporta starea de tensiune timp îndelungat, la deformare constantă fără „relaxarea tensiunii“. Viscositatea corpului este numită „viscozitate solidă“. Rocile și mineralele supuse încercării de compresune sau întindere prezintă o înțărare, decalată puțin în timp, ca urmare a unor cicluri de deformări elastice.	
Plastic	Vezi tabelul 1.4.			

$Nold:$ D_{σ} — deviatorul tensorului efort unitar

$D_{\dot{\epsilon}}$ — deviatorul tensorului deformație

$D_{\dot{\epsilon}}$ — deviatorul tensorului viteză de deformare $\left(\frac{d\epsilon}{dt}\right)$

D_{σ} — deviatorul tensorului viteză de tensionare $\left(\frac{d\sigma}{dt}\right)$

G — modul de rigiditate (de forfecare)

μ — coeficientul de viscozitate

σ^* — efortul unitar la limita de curgere

Odată cu creșterea duratei de timp, componentele elastică, plastică și tranzitorie devin neglijabile, astfel încît deformația vîscoasă rămîne dominantă.

În afara considerațiilor teoretice de tipul celor făcute de Carey, diverși cercetători au încercat să stabilească caracteristicile numerice reologice ale diverselor roci, atît prin încercări de laborator cît și în situ. În legătură cu procesele geomecanice cercetările se înmulțesc în special după 1950, o parte din cele mai importante fiind prezentate în tabelul 1.6.

1.5.2. *Considerații cantitative asupra relațiilor dintre eforturile unitare și deformații (corpul Hooke)*

Analiza deformațiilor corpurilor geologice, a condițiilor de echilibru ale acestora, precum și a rezistenței lor la diferite tipuri de solicitări se face în toată literatura geomecanică folosind modul de gîndire al teoriei elasticității și încercîndu-se o adaptare a acesteia la roci, considerate la diferite scări dimensionale.

Corpul Hooke, cel mai frecvent întrebuintat în interpretarea încercărilor mecanice, este descris în toate lucrările de teorie a elasticității, în care sînt descrise: starea de tensiune, starea de deformare, relațiile dintre starea de tensiune și cea de deformare, precum și cazurile clasice de rezolvare a problemelor de elasticitate [20].

În cele ce urmează vor fi prezentate considerații cantitative privind simetria elastică și reologia în cazul corpurilor Hooke anizotrop, Kelvin, Nakamura și Maxwell, aplicate la studiul rocilor.

1.5.2.1 Cazuri de simetrie elastică (anizotropie) a corpului Hooke

Din considerente generate de analiza energiei de deformație a corpului Hooke se arată că în absența efectului de temperatură

$$\sigma_{ij} = C_{ijkl} e_{kl}; \quad (1.5)$$

σ_{ij} și e_{kl} fiind tensori ortogonali de ordinul doi, rezultă că C_{ijkl} sînt componentele unui tensor ortogonal de ordinul patru. Se definește C_{ijkl} ca tensorul modurilor de elasticitate. În cazul în care corpul Hooke prezintă o omogenitate, chiar statistică, C_{ijkl} reprezintă niște constante.

Tabelul 1.6. Comportamentul reologic al diferitelor roci reflectat în literatură

Nr.	Tipul de rocă	Modelul de corp reologic*	Comportare reologică	Autor	Publicația
1	Roci compacte	H (Hooke)	elastic	Obert Duvall	Rock Mechanics, N.Y., 1967
2	Roci, în general	$H/N=K$ (Kelvin)	visco-elastic	Salustowicz	1. Int. Gebirgsdrucktag. Leipzig, 1958
3	Roci la foarte mari adâncimi	$H-N=M$ (Maxwell)	"		Warsovia, 1958
4	Roci sub încărcări de scurtă durată	$H-K$	"	Nakamura	Sci. Rep. Tokio. Univ. 5,1; 1949
5	Gresii, calcare ș.a.	$H/M=P$ Th (Poynting-Thomson)	"	Ruppenheit Liberman	Einf. i. d. Gebirgs-mech; 1960
6	Șisturi argiloase, ș.a.	$M-K=B$ (Burgers)	"	"	"
7	Cărbuni diferiți	Burges modificat	"	Hardy	3. Symp. Rock Mech., Golden, 1959
8	Roci în general	X (corpul general cu compartiment liniar de ord. I)	"	Buchheim	Geol. u. Bauwesen 26.4.1961
9	Dolomit, șisturi argiloase, anhidrit ș.a.	$H-\sum_{i=1}^n K_i$	"	Langer	1. Int. Congr. Rock Mech. Lisabon, 1966
10	Argile consolidate	$N/M=J$ (Jeffreys)	"		Geol. Jahrb. 79, 1961
11	Argile moi	$H-(N/St.V)=B$ (Bingham)	Visco-plastic	Bingham	U.S. Bur-Stand. Bull. 13, 1956
12	Argile în plăci	$H-(St.V/K)$	elasto-visco-plastic	Muramaya Shibata	Jutam, Symp. Grenoble, 1964
13	Cărbuni, sare gemă	$(H-St.V)/N$	elasto-visco-plastic	V. Leonen. Höfer	6. Ländertr. Geb. Mech. Leipzig, 1964
14	Roci cu structuri instabile (ex. argile moi)	$(St.V/N)-(O/N)$	visco-plastic	Langer	Geol. Jahrb. 79, 1961

* Simbolurile modelelor de corpuri reologice sînt prescurtări ale numelor autorilor acestor corpuri (v. tabelele 1.3 și 1.4).

Tensorul modulilor de elasticitate este simetric atât în indicii ij cit și kl , deoarece tensorul σ_{ij} este simetric în i, j iar tensorul ϵ_{kl} este de asemenea simetric în k, l . Așadar, putem scrie relația:

$$C_{ijkl} = C_{jikl} = C_{ijlk} = C_{klij}. \quad (1.6)$$

În funcție de energia de deformare, tensorul modulului de elasticitate are expresia:

$$C_{ijkl} = \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial \epsilon_{kl}} = \frac{\partial^2 w}{\partial \epsilon_{ij} \partial \epsilon_{kl}} = \frac{\partial^2 w}{\partial \epsilon_{kl} \partial \epsilon_{ij}}. \quad (1.7)$$

Se demonstrează că în cazul cel mai general cele 36 de elemente ale tensorului C_{ijkl} sînt date de matricea simetrică de ordinul șase:

$$|C_{ijkl}| = \begin{vmatrix} a_{11} & a_{12} & a_{13} & a_{14} & a_{15} & a_{16} \\ a_{12} & a_{22} & a_{23} & a_{24} & a_{25} & a_{26} \\ a_{13} & a_{23} & a_{33} & - & - & - \\ a_{14} & a_{24} & - & a_{44} & - & - \\ a_{15} & a_{25} & - & - & a_{55} & - \\ a_{16} & a_{26} & - & - & - & a_{66} \end{vmatrix} \quad (1.8)$$

Numărul elementelor matricei se reduce la 21 în cazul $a_{ij} = a_{ji}$.

Cazul simetriei față de un plan. Considerînd existența unei simetrii a corpului față de planul de simetrie elastică $x_3=0$, legea generalizată a lui Hooke, este dată de relațiile:

$$\begin{aligned} \sigma_{11} &= a_{11}\epsilon_{11} + a_{12}\epsilon_{22} + a_{13}\epsilon_{33} + a_{16}\epsilon_{12}, \\ \sigma_{22} &= a_{12}\epsilon_{11} + a_{22}\epsilon_{22} + a_{23}\epsilon_{33} + a_{26}\epsilon_{12}, \\ \sigma_{33} &= a_{13}\epsilon_{11} + a_{23}\epsilon_{22} + a_{33}\epsilon_{33} + a_{36}\epsilon_{12}, \\ \sigma_{23} &= a_{44}\epsilon_{23} + a_{45}\epsilon_{31}, \\ \sigma_{31} &= a_{45}\epsilon_{23} + a_{55}\epsilon_{31}, \\ \sigma_{12} &= a_{16}\epsilon_{11} + a_{26}\epsilon_{22} + a_{36}\epsilon_{33} + a_{66}\epsilon_{12}. \end{aligned} \quad (1.9)$$

C_{ijkl} are numai 13 componente diferite în acest caz, celelalte opt componente fiind nule

$$a_{14} = a_{15} = a_{24} = a_{25} = a_{34} = a_{35} = a_{46} = a_{56} = 0.$$

Cazul simetriei față de trei plane ortogonale (corpul ortotrop). În cazul în care un corp prezintă simetrie elastică față de planele $x_3=0$ și $x_1=0$, atunci el este simetric și față de planul $x_2=0$. În cazul în care corpul prezintă omogenitate, el va avea trei plane de simetrie ortogonale în fiecare punct al său. Astfel de corpuri se definesc drept *ortotrope*. Rocile sedimentare și sistoase se asimilează acestui tip de corp.

Legea generalizată a lui Hooke este dată de relațiile:

$$\begin{aligned}\sigma_{11} &= a_{11}e_{11} + a_{12}e_{22} + a_{13}e_{33}, \\ \sigma_{22} &= a_{12}e_{11} + a_{22}e_{22} + a_{23}e_{33}, \\ \sigma_{33} &= a_{13}e_{11} + a_{23}e_{22} + a_{33}e_{33}, \\ \sigma_{23} &= a_{44}e_{23}; \quad \sigma_{31} = a_{55}e_{31}; \quad \sigma_{12} = a_{66}e_{12}.\end{aligned}\quad (1.10)$$

Tensorul modurilor de elasticitate are nule componentele stabilite în cazul simetriei față de un plan, precum și pe următoarele:

$$a_{16} = a_{26} = a_{36} = a_{45} = 0.$$

Matricea tensorului modurilor prezintă deci nouă valori ale acestora și este de forma:

$$\begin{vmatrix} a_{11} & a_{12} & a_{13} & 0 & 0 & 0 \\ & a_{22} & a_{23} & 0 & 0 & 0 \\ & & a_{33} & 0 & 0 & 0 \\ & & & a_{44} & & 0 \\ & & & a_{55} & & 0 \\ & & & & & a_{66} \end{vmatrix} \quad (1.11)$$

1.5.2.2. Determinarea modurilor de elasticitate ai corpului ortotrop

Problema determinării acestor nouă constante elastice ale rocilor stratificate și șistoase se pune deseori în practica construcțiilor. Vom ilustra printr-un exemplu modalitatea de determinare practică a lor.

Experimental se va stabili relația dintre efortul unitar și deformația longitudinală și transversală în cazul unei solicitări uniaxiale. În acest caz, în direcția fiecărei axe de coordonate x , y , z se obțin relațiile:

$$\begin{aligned}e_x &= a_{11}\sigma_x & e_x &= a_{21}\sigma_y & e_x &= a_{31}\sigma_z \\ (a) \quad e_y &= a_{12}\sigma_x & (b) \quad e_y &= a_{22}\sigma_y & (c) \quad e_y &= a_{32}\sigma_z \\ e_z &= a_{13}\sigma_x & e_z &= a_{23}\sigma_y & e_z &= a_{33}\sigma_z.\end{aligned}\quad (1.12)$$

Din aceste trei grupuri de trei ecuații, ținând seama că $a_{ij} = a_{ji}$, se determină șase constante, din cele nouă ale tensorului modurilor de elasticitate. Pentru a determina și celelalte constante a_{44} , a_{55} , a_{66} s-ar putea recurge tot la solicitarea uniaxială în direcții oblice față de cele trei axe de coordonate stabilite. Soluția aceasta prezintă dificultăți teoretice, de calcul și mai ales experimentale. Din acest motiv se recurge

la solicitarea de torsiune. Pentru acest tip de solicitare se demonstrează că rigiditatea C_t a unui corp elastic anizotrop este exprimată prin relația:

$$C_t = \frac{M_t}{\bar{\theta}} .$$

în care M_t este momentul de torsiune, iar $\bar{\theta}$ — unghiul de torsiune pe unitatea de lungime.

În cazul torsiunii unui cilindru confecționat dintr-un corp elastic ortotrop, a cărei axă coincide succesiv cu axa x apoi cu y și apoi z a coordonatelor, rigiditatea este dată succesiv de relațiile:

$$C_{tx} = \frac{\pi d}{16 (a_{55} + a_{66})} \quad (d)$$

$$C_{ty} = \frac{\pi d}{16 (a_{66} + a_{44})} \quad (e) \quad (1.13)$$

$$C_{tz} = \frac{\pi d}{16 (a_{44} + a_{55})} \quad (f)$$

Stabilind relația dintre unghiul de torsiune și momentul de torsiune, din aceste trei ecuații se pot deduce celelalte trei componente ale tensorului modului de elasticitate.

Experimental, din corpul geologic considerat ortotrop, din fig. 1.8 se carotează cu o freză cu diamante trei seturi de carote ale căror axe coincid cu axele x , y , și z , seturi care sînt supuse la încercări de întindere și compresiune uniaxială precum și la torsiune. Veridicitatea procedurii se verifică printr-o încercare similară pe un corp izotrop, comparîndu-se relațiile obținute experimental cu cele obținute teoretic.

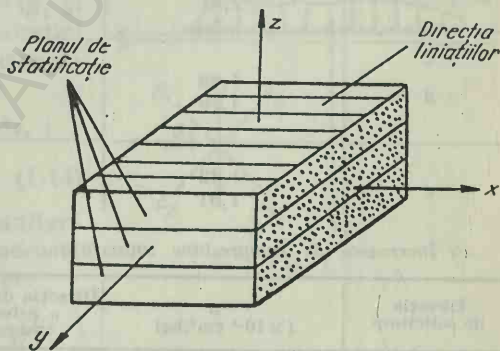


Fig. 1.8. Trei axe de simetrie ortogonală și trei plane de simetrie elastică ale corpului geologic ortotrop.

În cazul unei experiențe de acest tip efectuată asupra unor șisturi cristaline din Japonia de Yuichi Nishimatsu, au fost obținute rezultatele rezumate în tabelul 1.7, după ce în prealabil s-au reprezentat grafic relațiile efort-deformație în cazul solicitărilor uniaxiale și relațiile

a) Incercarea de torsiune

Direcția axelor cilindricilor	C_t ($\times 10^3$ kg-cm ² /rad)	d (cm)	$a_{ii} + a_{jj}$ măsurate	($\times 10^{-6}$ cm ² /kg) media
x	1,59 1,47	1,55 1,52	7,13 7,12	7,13
y	1,22 1,37	1,49 1,48	7,95 6,87	7,91
z	1,35 1,32	1,51 1,50	7,55 7,55	7,55

b) Incercarea de întindere uniaxială

Direcția de solicitare	a_{ii} ($\times 10^{-6}$ cm ² /kg)	Direcția de măsurare a deformăției transversale	a_{ij} ($\times 10^{-6}$ cm ² /kg)
x	1,30 1,21	y	-0,25 -0,34
y	1,88 1,70	z	-0,23 -0,34
z	1,42 1,31	x	-0,46 -0,52

c) Incercarea de compresiune uniaxială

Direcția de solicitare	a_{ii} ($\times 10^{-6}$ cm ² /kg)	Direcția de măsurare a deformăției transversale	a_{ij} ($\times 10^{-6}$ cm ² /kg)
x	1,48	y	-0,30
y	1,30 1,30	z	-0,60 -0,58
z	1,13 0,88	x	-0,58 -0,53

moment de torsiune — unghi specific de torsiune. Datele din tabelul 1.7 au condus la exprimarea matricei tensorului constantelor elastice, care are forma:

$$\begin{bmatrix} 1,37 & -0,30 & -0,52 & 0 & 0 & 0 \\ & 1,55 & -0,44 & 0 & 0 & 0 \\ & & 1,19 & 0 & 0 & 0 \\ & & & 3,63 & 0 & 0 \\ & & & & 3,50 & 0 \\ & & & & & 3,92 \end{bmatrix}$$

în care valorile de mai sus vor fi înmulțite cu 10^{-6} kgf/cm².

1.5.3.3. Efectele ortotropiei asupra eforturilor unitare și deplasărilor în roci

Fie un corp geologic semiinfini (fig. 1.9) cu caracteristici ortotrope în stare de tensiune plană. El este încărcat pe suprafața sa cu o sarcină verticală $p(S)$ și supus la o sarcină tangențială $q(S)$.

Conform soluției și notațiilor date de Kawamoto, în acest corp funcția de tensiune U este dată de două funcții analitice $W_1(z_1)$ și $W_2(z_2)$, exprimate în variabilele $z_1 = x + S_1 y$ și $z_2 = x + S_2 y$, în care $S_1 = \alpha_1 + i\beta_1$ și $S_2 = \alpha_2 + i\beta_2$ sînt rădăcinile ecuației caracteristice a ecuației de compatibilitate, care are expresia:

$$4U = \iint \bar{W}_1(z_1) dz_1 + \iint \bar{W}_2(z_2) dz_2 + \iint \bar{W}_1(\bar{z}_1) d\bar{z}_1 + \iint \bar{W}_2(\bar{z}_2) d\bar{z}_2. \quad (1.14)$$

Componentele eforturilor unitare și deplasării se obțin din această funcție cu ajutorul expresiilor:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x &= \frac{1}{2} \operatorname{Re} \left[S_1^2 \bar{W}_1(z_1) + S_2^2 \bar{W}_2(z_2) \right] \\ \sigma_y &= \frac{1}{2} \operatorname{Re} \left[\bar{W}_1(z_1) + \bar{W}_2(z_2) \right] \\ \tau_{xy} &= -\frac{1}{2} \operatorname{Re} \left[S_1 \bar{W}_1(z_1) + S_2 \bar{W}_2(z_2) \right] \end{aligned} \right\} \text{componentele eforturilor unitare} \quad (1.15)$$

$$4(u + iv) = p_1 \int \bar{W}_1(z_1) dz_1 + p_2 \int \bar{W}_2(z_2) dz_2 + \bar{q}_1 \int \bar{W}_1(\bar{z}_1) d\bar{z}_1 + \bar{q}_2 \int \bar{W}_2(\bar{z}_2) d\bar{z}_2 + \text{const.}$$

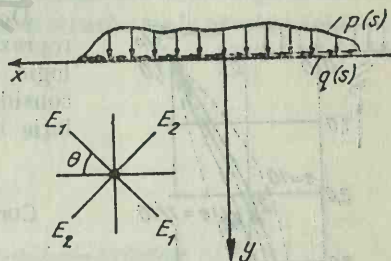


Fig. 1.9.

în care valorile p_k și $\bar{q}_k$ ($k=1,2$) sînt date de coeficienții caracteristici ai corpului ortotrop, α_{ij} și S_k .

Funcțiile analitice $W_1(z_1)$ și $W_2(z_2)$ ale efortului unitar în cazul ilustrat de figura 1.21 sînt date de relațiile:

$$W_k(z_k) = \frac{z}{\pi i (S_k - S_l)} \int_L \frac{S_l p(s) - q(s)}{S - z_k} ds \quad (k=1, 2; l=1, 2; k \neq l) \quad (1.16)$$

În cazul corpului format din roci stratificate, dacă presiunea geostatică este mai mică decît rezistența la forfecare dintre fiecare strat și nu pot apărea alunecări în lungul planelor de stratificație, corpul întreg poate fi considerat ca un mediu omogen cu caracteristici care variază ortotrop.

În cazul stării de tensiune într-un corp geologic ortotrop supus unei sarcini uniform distribuite p , eforturile verticale sînt distribuite în centrul sarcinii, după o legitate care este ilustrată în fig. 1.10.

Pe diagramă sînt trecute valorile raportului $e = E_1/E_2$ ale modulelor principali.

Deplasările verticale, în lungul aceleiași secțiuni verticale centrale, prezintă o variație, ilustrată în fig. 1.11, în care ortotropia este o funcție de unghiul planului modulului principal E_1 față de axa Ox .

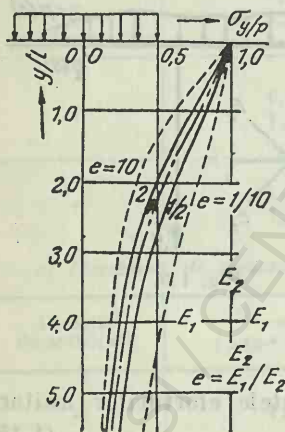


Fig. 1.10

Deplasarea suprafeței terenului, care reprezintă suprafața liberă a corpului geologic, este o funcție de deplasarea corpului considerat ca un mediu izotrop, după o relație de forma:

$$(V_0)_{orto} = \alpha (V_0)_{izo}.$$

Coefficientul α este dat de expresia:

$$\alpha = -4 \xi (C_{12} + C_{21}) / (\alpha + 1) \quad [(\alpha_1 - \alpha_2)^2 + (\beta_1 - \beta_2)^2], \quad (1.17)$$

în care ξ și α sînt coeficienții lui Lamé ai corpului izotrop, iar C_{12} , C_{21} , α_i și β_i ($i=1,2$) sînt constante caracteristice ale corpului ortotrop.

În fig. 1.12 este prezentată dependența dintre diferiții coeficienți α și raportul $e = E_1/E_2$ în funcție de θ . Linia punctată reprezintă relația calculată teoretic de Barden pentru starea tridimensională de deplasare a unui corp anizotrop cu $\theta = 90^\circ$ supus unei sarcini concentrate.

Exemple de relații cantitative stabilite în cazul corpurilor cu elasticitate ortotropică au fost date pentru a ilustra ideea potrivit căreia

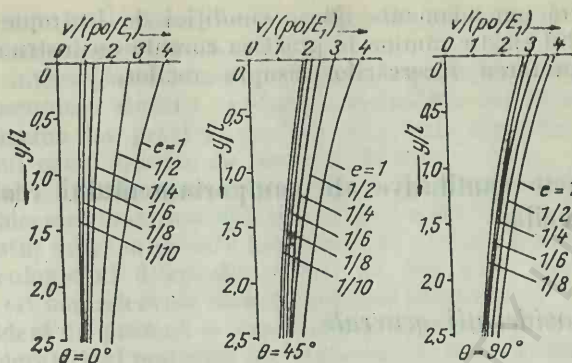


Fig. 1.11.

încercările mecanice asupra rocilor au în permanență posibilitatea de se apropia de realitatea obiectivă naturală, folosind diferite modele teoretice, cu ajutorul căruia se pot formaliza înregistrările brute făcute în teren sau laboratoare asupra stării de efort unitar sau deformație a rocilor. Bibliografia indică lucrări valoroase care tratează amply aceste probleme.

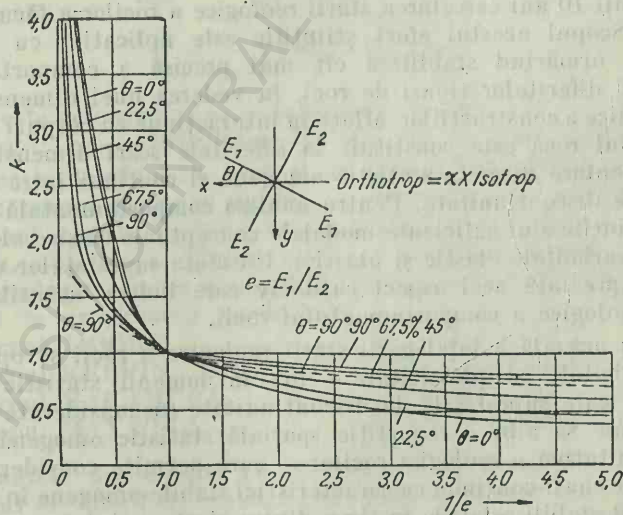


Fig. 1.12.

Cu sau fără amendamente aduse condiției de izotropie a corpului Hooke, modelul elastic rămâne în practica curentă un instrument prețios pentru interpretarea încercărilor asupra rocilor.

1.6. Aspecte cantitative ale comportamentului reologic al rocilor

1.6.1. *Considerații generale*

Așa cum s-a amintit anterior, obiectivul reologiei este stabilirea relației în timp dintre starea de efort unitar și cea de deformare a unui anumit corp. Trebuie să subliniem particularizarea corpului pe care o face reologia, în sensul că această disciplină caută să stabilească individualitatea comportamentală mecanică în timp a unui tip dat de material: argilă, lemn, asfalt, polimer sintetic, granit etc. Tipul de material studiat prin prisma reologică are parametri fizici și mecanici clasici perfect determinați, parametri cu ajutorul cărora se delimitează caracterul individual, specific al corpului material cercetat.

În ultimii 10 ani cercetarea stării reologice a rocilor a făcut progrese sensibile. Scopul acestui efort științific este aplicativ, cu implicații economice, urmărind stabilirea cât mai precisă a comportamentului temporal al diferitelor tipuri de roci, în vederea unei dimensionări cât mai economice a construcțiilor aflate în interacțiune cu corpuri geologice.

Materialul rocă este constituit la diferitele scări dimensionale din valori elementare discrete statistic omogene și continuu între care apar suprafețe de discontinuitate. Pentru analiza comportamentală a zonelor discrete amintite sînt suficiente modelele conceptuale clasice ale corpului Hooke (în variantele elastic și plastic). Prezența suprafețelor de discontinuitate reprezintă acel aspect calitativ care induce necesitatea unei modelări reologice a comportamentului rocii.

În etapa actuală a înțelegerii stării reologice a rocii se operează ca și în elasticitate și plasticitate — tot în domenii statistic omogene continuu, în care suprafețele de discontinuitate (neconsiderate de aceste teorii) trebuie să aibe o repartiție spațială statistic omogenă. Această condiție limitativă a reologiei rocilor — care permite considerarea unui corp geologic cuasi-continuu cu caracteristici stabile-omogene în interiorul căruia se pot stabili relațiile în timp dintre eforturi și deformații — este îndeplinită atunci cînd în interiorul corpului geologic studiat sînt întîlnite

circa 10 suprafețe de discontinuitate care determină un comportament reologic la scara dimensională dată.

Întrucît interacțiunea corp geologic — construcție se realizează la scara macroscopică, studiile reologice trebuie să fie făcute la aceeași scară. Realizarea lor practică se face deci prin încercări mecanice in situ, de tipul celor descrise în prezenta lucrare.

În tabelul 1.6 au fost prezentate cîteva din lucrările mai importante în care s-a încercat stabilirea stării reologice a diferitelor tipuri de roci. Analiza acestui tabel subliniază încercarea de particularizare a comportamentului reologic al diferitelor tipuri de roci prin modele reologice considerate cît mai adecvate caracteristicilor acestor roci.

Se consideră în prezent — însușindu-se opiniile lui M. Langer — că cele mai generale legi reologice ale materialelor sînt exprimate de modelarea făcută pe asocierea de corpuri Kelvin și Burgers (v. tabelul 1.6).

Asociem acestei modelări generale expresia:

$$H - K_1 - K_2 \dots K_i \dots K_n - N.$$

În acest caz pentru o tensiune constantă σ_c și o deformăție volumetrică liberă, deformarea materialului care constituie corpul geologic studiat este dată de expresia:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma_c}{2G_H} + \sigma_c \sum_{i=1}^n \frac{1}{2G_i} \left[1 - \exp \left(- \frac{G_i}{\eta_i} t \right) \right] + \frac{\sigma_c}{\eta_{pl}} \cdot t = \varepsilon_{el} + \varepsilon_{ep} + \varepsilon_{pl}, \quad (1.18)$$

în care: ε este deformăția; σ_c — tensiunea; t — timpul; G_H, G_i — moduli de forfecare; η_i — viscozitatea Kelvin; η_{pl} — plasticitatea.

În funcție de tipul de rocă și de sistemul de discontinuități care alcătuiesc corpul geologic studiat, comportamentul corpului poate fi predominant elastic ($\varepsilon_{el} \gg \varepsilon_{ep} + \varepsilon_{pl}$), elasto-plastic ($\varepsilon_{el} + \varepsilon_{ep} \gg \varepsilon_{pl}$) sau plastic ($\varepsilon_{el} + \varepsilon_{pl} \gg \varepsilon_{ep}$). Ținînd cont de comportamentul principal al corpului geologic, ecuația generală (1.18) a deformării se poate simplifica, recurgînd la următoarele modelări:

— corpul HOOKE	H	$\varepsilon = \varepsilon_{el};$
— corpul KELVIN	H/N	$\varepsilon = \varepsilon_{ep};$
— corpul NAKAMURA	H—H/N	$\varepsilon = \varepsilon_{el} + \varepsilon_{ep};$
— corpul MAXWELL	H—N	$\varepsilon = \varepsilon_{el} + \varepsilon_{pl};$

Constantele din ecuația (1.18) rezultă din încercările mecanice in situ destul de dificil de realizat din cauza sarcinilor mari care trebuie exercitate (volum mare de roci sub sarcină) și a imposibilității realizării solicitărilor mecanice simple.

Există o analogie între comportarea materialelor elastice și a celor visco-elastice exprimată prin principiul de corespondență. În virtutea acestui principiu dacă se poate rezolva o problemă de elasticitate de tipul deplasarea este funcție de o variabilă independentă (efort unitar sau deformare) atunci această variabilă este suficientă și pentru o rezolvare visco-elastică a ecuației diferențiale obținute, exprimând constantele elastice (G, E, ν, μ) prin operatorii visco-elastici (P, Q).

În cazul în care starea reologică a materialului poate fi exprimată prin relațiile:

$$P_1 s_{ij} = Q_1 e_{ij}; \quad P_2 s_p = Q_2 e_v,$$

în care: s_{ij} este deviatorul efortului unitar; e_{ij} — deviatorul deformăției; s_p — componenta hidrostatică a tensorului efortului unitar; e_v — componenta sferică a deformării; iar ecuația elastică corespunzătoare a materialului este:

$$s_{ij} = 2 G e_{ij}; \quad s_p = 3 x e_v,$$

atunci se poate scrie:

$$2 G = \frac{Q_1}{P_1};$$

$$3 x = \frac{Q_2}{P_2};$$

unde x este modulul de compresibilitate;

Coefficientul lui Poisson (μ) și modulul de elasticitate (E) sint legați de celelalte constante elastice și de operatorii viscoelastici P și Q prin relațiile

$$\mu = \frac{3 x - 2 G}{6 x + 2 G} = \frac{Q_2 P_1 - Q_1 P_2}{2 Q_2 P_1 + Q_1 P_2}, \quad E = \frac{9 x \cdot G}{3 x + G} = \frac{3 Q_1 \cdot Q_2}{2 Q_2 P_1 + Q_1 P_2}.$$

Rezolvarea problemei reologice în cazul limită este posibilă dacă se poate realiza, în cazul dat, integrarea ecuației diferențiale rezultate.

Se utilizează pentru aceasta transformarea Laplace, pentru care condițiile limită sint exprimate astfel încît dependența de punctul considerat să nu fie influențată de transformare.

Astfel, condiția limită $\sigma(x, y, z; t) = \sigma(x, y, z) \cdot f(t)$.

În cazul încercărilor mecanice in situ condiția limită este determinată de faptul că o sarcină p_0 se exercită asupra rocii începînd de la un anumit moment. Încărcarea are un caracter brusc și este deci independentă de timp. Condiția limită, se exprimă în acest caz sub forma:

$$p_0(x, y, z; t) = p_0(x, y, z) \cdot H(t),$$

unde $H(t)$ este funcția Heaviside: $H(t) = 0 \quad t \leq 0$
 $H(t) = 1 \quad t > 0$

1.6.2. Determinarea stării reologice a rocilor prin încercări in situ

În baza considerațiilor generale anterioare, vom ilustra aplicabilitatea acestora la determinarea stării reologice a corpurilor geologice, în cazul unor încercări in situ a căror tehnologie este amply descrisă în capitolul II. Încercările vor fi raportate la modelele HOOKE, KELVIN, NAKAMURA și MAXWELL.

1.6.2.1. Încercări cu prese plate

În cazul acestor încercări se măsoară afundarea unei plăci rigide circulare, încărcată static cu greutatea.

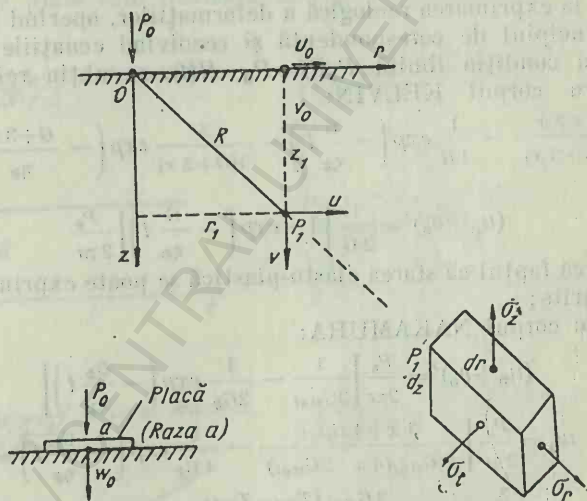


Fig. 1.13. Sarcină punctiformă pe un spațiu semiinfinite.

Conform soluției dată de Boussinesq în cazul sarcinii punctiforme exercitată asupra unui semispațiu elastic și reprezentarea ei simbolică din fig. 1.13, se poate scrie:

$$u_0 = - \frac{(1-2\mu)(1+\mu)P_0}{2\pi Er}, \quad v_0 = \frac{(1-\mu^2)P_0}{\pi Er} \quad (1.19)$$

Pentru adîncimea de pătrundere a plăcii există relația:

$$w_0 = \frac{(1-\mu^2)P_0}{2aE} = \frac{(1-\mu)P_0}{4aG} \quad (1.20)$$

(în care a este raza plăcii; P_0 — sarcina normală).

Din ecuația (1.20) rezultă:

$$E = \frac{1-\mu^2}{2a} \cdot \frac{P_0}{w_0} \quad (1.21)$$

Analiza ecuației (1.20) arată că pătrunderea plăcii în corpul studiat depinde simultan de două din caracteristicile elastice (E, μ) sau (μ, G). Pentru determinarea coeficientului lui Poisson μ , independent de modulul de elasticitate transversal G , se măsoară deformarea verticală și orizontală a suprafeței corpului geologic, situată în afara plăcii de încărcare. Prin însumarea expresiilor u_0 și v_0 din ecuațiile (1.19) se obține expresia:

$$2G = \frac{P_0}{2\pi r(v_0 + u_0)} \quad (1.20)$$

Trecînd la exprimarea reologică a deformațiilor, operînd în conformitate cu principiul de corespondență și rezolvînd ecuațiile diferențiale rezultate cu condiția limită $P_0(t) = P_0 \cdot H(t)$, se obțin relațiile:

a) Pentru corpul KELVIN:

$$w'_0 = \left[\frac{4G+3x}{4G(G+3x)} - \frac{1}{4G} \exp\left(-\frac{G}{\eta_k} t\right) - \frac{3}{4(G+3x)} \exp\left(-\frac{G+3x}{\eta_k} t\right) \right] \cdot \frac{P_0}{2a} \quad (1.21)$$

$$(u_0 + v_0)' = \frac{1}{2G} \left[1 - \exp\left(-\frac{G}{\eta_k} t\right) \right] \frac{P_0}{2\pi r} \quad (1.22)$$

Se remarcă faptul că starea elasto-plastică se poate exprima prin două funcții diferite;

b) Pentru corpul NAKAMURA:

$$(u_0 + v_0)' = \frac{P_0}{2\pi r} \left[\frac{1}{2G_{stat}} - \frac{1}{2G_k} \exp\left(-\frac{G_k}{\eta_k} t\right) \right] \quad (1.23)$$

$$w'_0 = \frac{P_0}{2a} \left[\frac{3x+4G_{stat}}{2G_{stat}(6x+2G_{stat})} - \frac{1}{4G_k} \exp\left(-\frac{G_k}{\eta_k} t\right) - \frac{3}{2} \cdot \frac{2G_{stat}(T_{ret} - T_{rel})}{(6x+2G_{stat})(6xT_{rel}+2G_{stat}T_{rel})} \exp\left(-\frac{6x+2G_{stat}}{6xT_{rel}+2G_{stat}T_{rel}} t\right) \right] \quad (1.24)$$

În cazul corpului NAKAMURA, deformarea în timp a corpului geologic solicitat prin placă are o expresie complicată. Pentru $t=0$, ecuația devine similară cu cea a corpului Hooke. În expresia 1.24 s-au folosit notațiile:

$$G_{stat} = \frac{G \cdot G_k}{G + G_k}, \quad T_{ret} = \frac{\eta_k}{G_k}; \quad T_{rel} = \frac{\eta_k}{G + G_k}.$$

c) Pentru corpul MAXWELL:

$$(u_0 + v_0)' = \frac{P_0}{2\pi r} \left[\frac{1}{2G} + \frac{1}{2\eta_M} t \right]; \quad (1.25)$$

$$w_0' = \frac{P_0}{2a} \left[\frac{x+G}{4x \cdot G} + \frac{1}{4\eta_M} t - \frac{G}{4x(3x+\mu)} \exp\left(-\frac{3x \cdot G}{\eta_M(3x+G)} t\right) \right]. \quad (1.26)$$

Din ecuația reologică a corpului Maxwell rezultă inexistența unui comportament elasto-plastic. Deformarea rocii sub placă ar părea că indică totuși un comportament de acest tip. Aparența este dată de faptul că deformarea este determinată nu numai de deviatorul eforturilor unitare ci și de deformarea sferică. Din acest motiv interpretarea rezultatelor de deformabilitate cu piese plate trebuie făcută cu o mare atenție.

Parametrii reologici ai corpurilor geologice supuse încercării cu prese plate pot fi determinați pe intermediul ecuațiilor (1.21—1.26).

Reprezentarea comportamentală a diferitelor tipuri de corpuri încărcate cu piese plate este ilustrată în fig. 1.14 și 1.15.

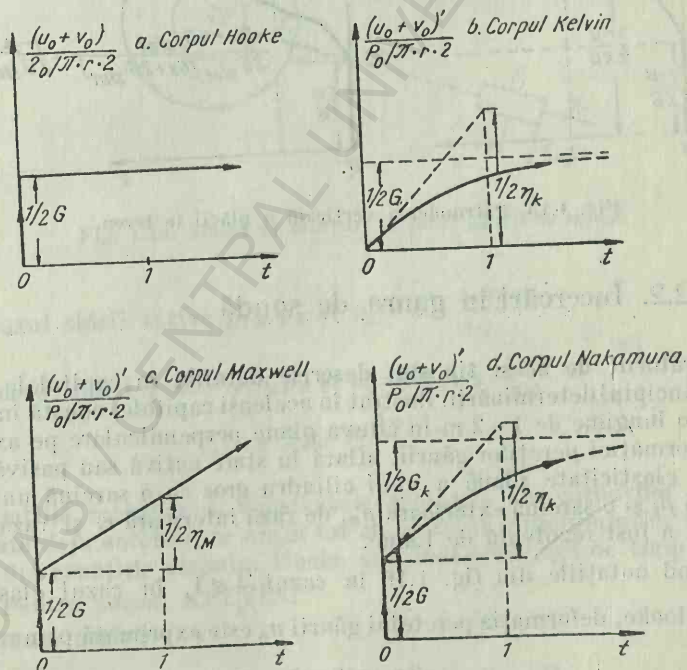


Fig. 1.14. Deplasările în lungul plăcii de încărcare.

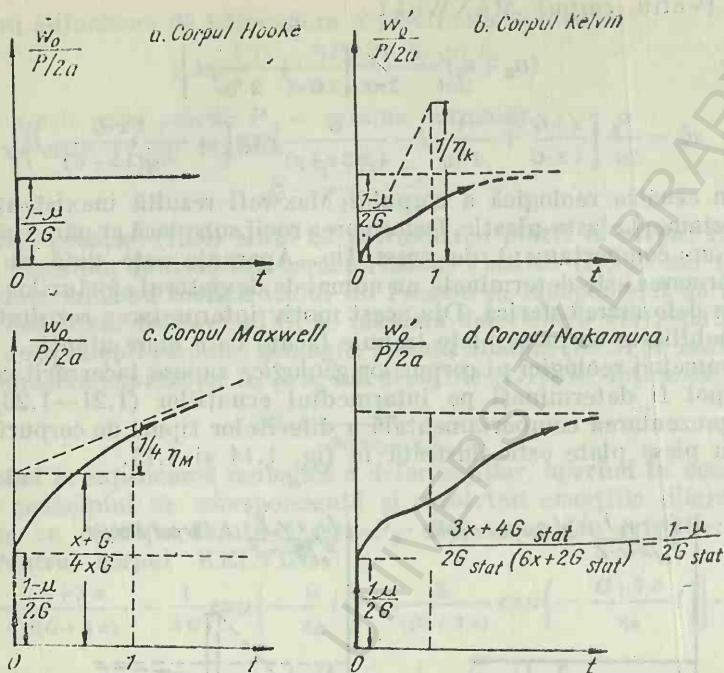


Fig. 1.15. Pătrunderea verticală a plăcii în teren.

1.6.2.2. Încercări în gaura de sondă

Măsurătorile de acest tip sînt descrise detaliat în capitolele următoare. Principiul determinării, ilustrat în aceleași capitole, constă în măsurarea pe o lungime de 1—2 m în cîteva plane perpendiculare pe axa sondei, a deformației pereților găurii, aflată în stare activă sau pasivă. Problema de elasticitate plană a unui cilindru gros cu o sarcină uniformă interioară p_i și o sarcină exterioară p_a , de rază interioară r_i și rază exterioară r_a , a fost rezolvată de Lamé.

Folosind notațiile din fig. 1.16 în cazul $\frac{r_i}{r_a} \ll 1$, în cazul elastic al corpului Hooke, deformația peretelui găurii u_0 este exprimată prin relația:

$$u_{ri} = u_0 = \frac{2 p_a \cdot r_i (1 - \mu)}{2 G} - \frac{p_i \cdot r_i}{2 G} \quad (1.27)$$

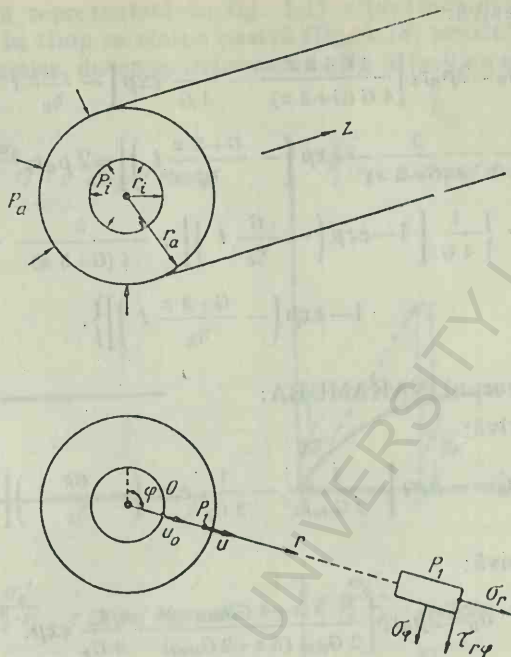


Fig. 1.16. Starea de eforturi în jurul găurii de sondă.

În cazul stării active $p_i \gg p_a$ și $u_0 = - \frac{p_i \cdot r_i}{2G}$ (1.28)

În cazul stării pasive $p_i \ll p_a$ și $u_0 = 2p_a \cdot r_i \cdot \frac{1-\mu}{2G} =$
 $= 2p_a \cdot r_i \frac{1-\mu^2}{E}$ (1.29)

Ecuatiile reologice și constantele reologice ale corpurilor reologice analizate deja anterior, se obțin tot cu ajutorul principiului de corespondență din ecuațiile corpului Hooke și a independenței de timp.

a) Pentru corpul KELVIN:

— stare activă:

$$u'_0 = - \frac{p_i \cdot r_i}{2G} \left[1 - \exp \left(- \frac{G}{\eta_k} t \right) \right]; \quad (1.30)$$

— stare pasivă:

$$\begin{aligned}
 u'_0 = & 2p_{ar}i \left[\frac{4G+3x}{4G(G+3x)} - \frac{1}{4G} \exp\left(-\frac{u}{\eta_k} t\right) - \right. \\
 & \left. - \frac{3}{4(G+3x)} \exp\left(-\frac{G+3x}{\eta_k} t\right) \right] = 2p_{ar}i \cdot \\
 & \cdot \left\{ \frac{1}{4G} \left[1 - \exp\left(-\frac{G}{\eta_k} t\right) \right] + \frac{3}{4(G+3x)} \cdot \right. \\
 & \left. \cdot 1 - \exp\left(-\frac{G+3x}{\eta_k} t\right) \right\}. \quad (1.31)
 \end{aligned}$$

b) Pentru corpul NAKAMURA:

— stare activă:

$$u'_0 = -p_i r_i \left[\frac{1}{2G_{stat}} - \frac{1}{2G_k} \exp\left(-\frac{Gk}{\eta_k} t\right) \right]; \quad (1.32)$$

— stare pasivă:

$$\begin{aligned}
 u'_0 = & 2p_{ar}i \left[\frac{3x+4G_{stat}}{2G_{stat}(6x+2G_{stat})} - \frac{1}{4G_k} \exp. \right. \\
 & \cdot \left(-\frac{G_k}{\eta_k} t \right) - \frac{3}{2} \cdot \frac{2G_{stat}(T_{rel} - T_{rel})}{(6x+2G_{stat})(6xT_{rel}+2G_{stat}T_{rel})} \cdot \\
 & \cdot \exp\left(-\frac{6x+2G_{stat}}{6xT_{rel}+2G_{stat}T_{rel}} t\right) \left. \right]. \quad (1.33)
 \end{aligned}$$

c) Pentru corpul MAXWELL:

— stare activă:

$$u'_0 = -p_i \cdot r_i \left[\frac{1}{2G} + \frac{1}{2\eta_M} t \right]; \quad (1.34)$$

— stare pasivă:

$$\begin{aligned}
 u'_0 = & 2p_{ar}i \left[\frac{x+G}{4xG} + \frac{1}{4\eta_M} t - \frac{G}{4x(3x+G)} \cdot \exp. \right. \\
 & \cdot \left(-\frac{3xG}{\eta_M(3x+G)} t \right) \left. \right]. \quad (1.35)
 \end{aligned}$$

Starea activă reprezentată în fig. 1.17 reprezintă deformarea volumetrică liberă, în timp ce starea pasivă (fig. 1.18) prezintă o pierdere a componentei elastice, deoarece deformarea $u(t)$, la $t=0$ nu se poate măsura

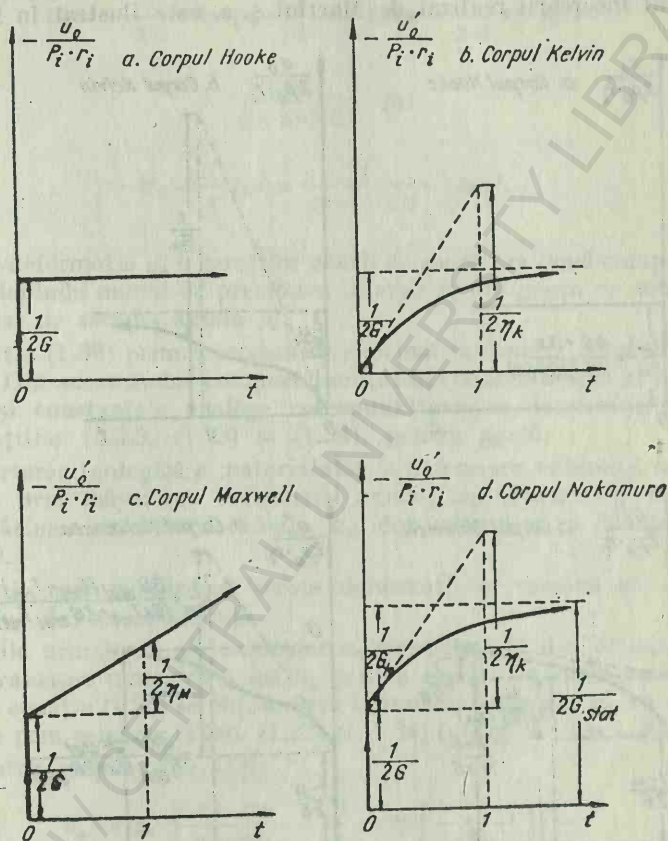


Fig. 1.17. Compresiunea în gaura de sondă.

din cauza timpului care se scurge între săparea găurii de sondă și introducerea sistemului de măsurare în stare pasivă. Din acest motiv corpul NAKAMURA pare un corp KELVIN iar corpul MAXWELL seamănă cu unul NEWTON. Analitic în ecuațiile (1.33) și (1.35) $u_i=0$.

1.6.2.3. Încercarea triaxială în situ

Completînd încercarea în gaura de sondă, cu un sistem de încărcare axială cu plăci și ancore se poate realiza o încercare triaxială în situ. Principiul încercării realizat de Martini ș. a. este ilustrat în fig. 2.50.

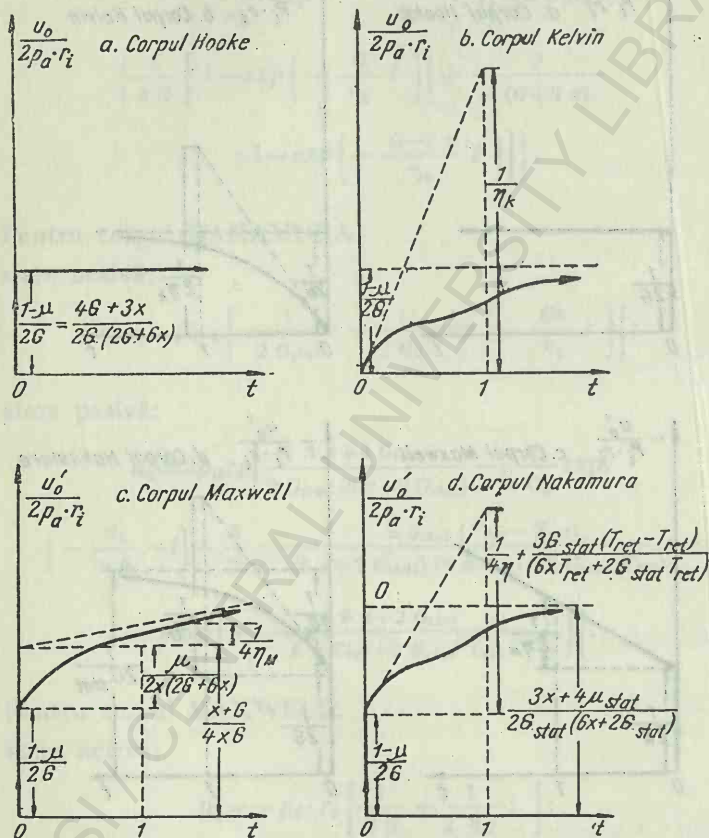


Fig. 1.18. Deplasarea radială convergentă a găurii de sondă.

În acest fel se obține o sarcină p_z pe direcția z a sondei, cu ajutorul căreia se realizează o tensiune uniform distribuită după z , care produce în aceeași direcție o deformare uniformă $\varepsilon_z = \text{const}$. Mărimea constantă ε_z permite rezolvarea problemei de elasticitate în cadrul ipotezei bidimensionale, deși se exercită un câmp de efort unitar triaxial.

Deformația u_0 a pereților găurii de sondă, și deformația w_0 la suprafață în direcția z , pentru o lungime l a găurii de sondă, în mediu elastic sînt date de relațiile:

$$u_0 = -\frac{1}{2G} \cdot r_i \cdot p_i + \frac{\mu}{E} r_i \cdot p_z = -\frac{1}{2G} r_i \cdot p_i + \frac{\mu \cdot r_i}{(1+\mu) \cdot 2G} \cdot p_z; \quad (1.36)$$

$$w_0 = \frac{1}{E} p_z l = \frac{1}{(1+\mu) \cdot 2G} \cdot p_z \cdot l. \quad (1.37)$$

Așadar deformația u_0 a pereților găurii de sondă are două componente: una care depinde numai de presiunea internă p_i din gaura de sondă și a doua numai de sarcina axială p_z .

În relația (1.36) primul termen se exprimă în funcție de modulul de forfecare. Din acest motiv comportamentul deviator reologic al materialului, ca și constantele analoge corespunzătoare se determină ca și în cazul relațiilor (1.32), (1.33) și (1.34), pentru $p_z=0$.

Comportarea reologică a materialului la deformare volumică se poate determina prin măsurarea deformării axiale, w_0 dependente de timp, și prin mărimea deformării radiale, u_0 , dependentă și ea de timp pentru $p_z \neq 0$.

Ecuatiile care finalizează aceste deformații se rezolvă cu ajutorul principiului de corespondență.

Relațiile următoare ale expresiei u'_0 (termenul II din ecuația 1.36) exprimă valoarea reologică a lui u_0 pentru $p_i=0$. Expresia completă a lui u_0 din ecuația (1.36) se obține prin însumarea valorilor μ'_0 cu valorile exprimate prin relațiile (1.30), (1.32) și (1.34) (v. fig. 1.19 și 1.20).

a) Pentru corpul KELVIN:

$$u'_0 = r_i p_z \cdot \left[\frac{3x-2G}{9x \cdot 2G} - \frac{1}{6G} \exp\left(-\frac{G}{\eta_k} t\right) \right] = -r_i p_z \left[\frac{\mu}{(1+\mu) \cdot 2G} - \frac{1}{6G} \exp\left(-\frac{G}{\eta_k} t\right) \right]; \quad (1.38)$$

$$w'_0 = p_z l \left[\frac{6x-2G}{9x \cdot 2G} - \frac{1}{3G} \exp\left(-\frac{G}{\eta_k} t\right) \right] = -p_z l \left[\frac{1}{(1+\mu) \cdot 2G} - \frac{1}{3G} \exp\left(-\frac{G}{\eta_k} t\right) \right]. \quad (1.39)$$

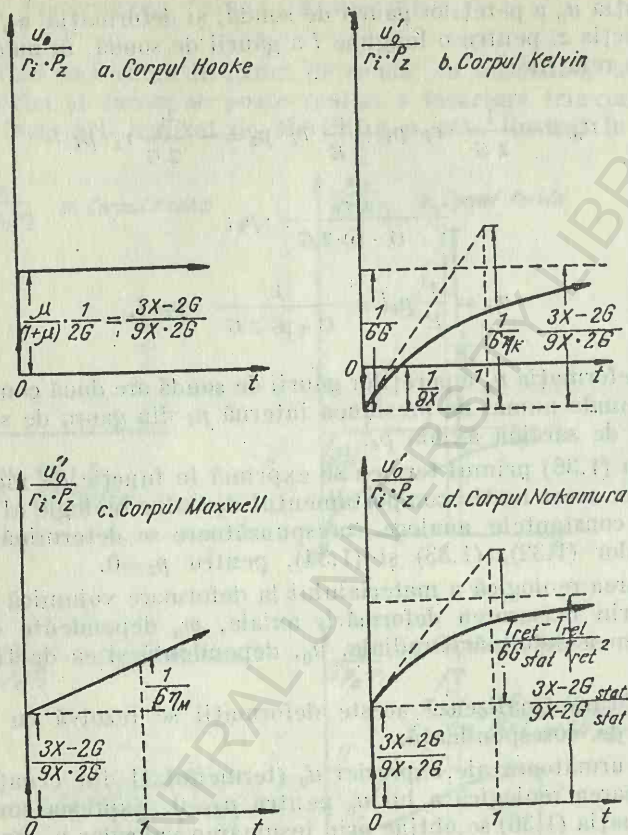


Fig. 1.19. Deplasarea radială divergentă a găurii de sondă pentru $p_i=0$ în cazul încercării triaxiale in situ.

b) Pentru corpul NAKAMURA

$$u'_0 = r_i \cdot p_z \cdot \left[\frac{3x-2G_{stat}}{9x \cdot 2G_{stat}} + \frac{T_{rel} - T_{rel}}{6G_{stat} \cdot T_{rel}} \exp\left(-\frac{t}{T_{rel}}\right) \right]; \quad (1.40)$$

$$w'_0 = p_z \cdot l \left[\frac{6x+2G_{stat}}{9x \cdot 2G_{stat}} + \frac{2}{3} \cdot \frac{T_{rel} - T_{rel}}{2G_{stat} \cdot T_{rel}} \exp\left(-\frac{t}{T_{rel}}\right) \right]. \quad (1.41)$$

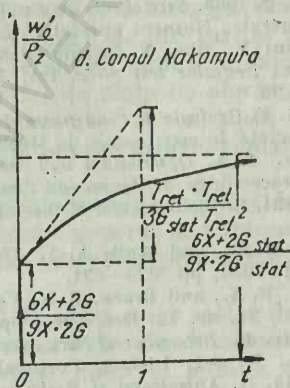
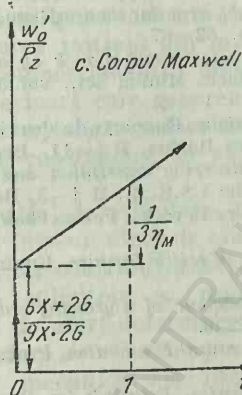
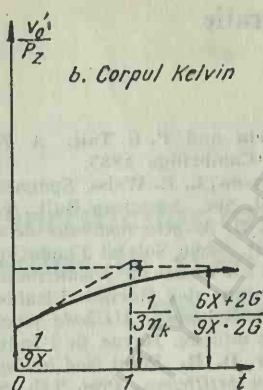
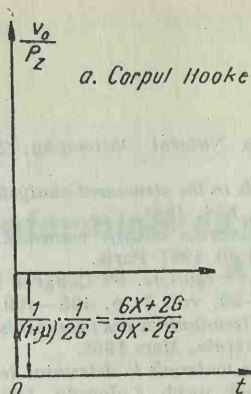


Fig. 1.20. Deplasarea longitudinală în cazul încercării triaxiale în situ.

c) Pentru corpul MAXWELL:

$$u'_0 = r_t \cdot p_z \cdot \left[\frac{3x-2G}{9x \cdot 2G} + \frac{1}{6\eta_M} t \right] = r_t p_z \cdot \left[\frac{1}{(1+\mu) \cdot 2G} + \frac{1}{6\eta_M} t \right]; \quad (1.42)$$

$$w'_0 = p_z l \left[\frac{6x+2G}{9x \cdot 2G} + \frac{1}{3\eta_M} l \right] = p_z \cdot l \cdot \left[\frac{1}{(1+\mu) \cdot 2G} + \frac{1}{3\eta_M} l \right]. \quad (1.43)$$

Bibliografie

1. Lord Kelvin and P. G. Tait. *A Treatise on Natural Philosophy*, 2d ed, Pt. II, sec. 675, Cambridge 1883.
2. M. S. Paterson, L. E. Weiss. *Symmetry concepts in the structural analysis of deformed rocks*. Geol. Soc. American Bull., vol. 72, p. 854, 1961.
3. Schneider, B. *Moyens nouveaux de reconnaissance des massifs rocheux*. Annales de l'I.T.B.T.P. Série Sols et Fondations. Jun-août 1967 Paris.
4. Duffant et al. *Essais sur échantillons de forme irrégulière*. 1er Congrès International de Mécanique des Roches. Lisabone, R 3—29, vol. I, p. 405—409.
5. M. M. Protodiakonov. *Méthode nouvelle de détermination des propriétés mécaniques des terrains miniers*. Revue de l'Industrie Minérale, Mars 1968.
6. Reichmuth, D. R. *Point load testing of brittle materials to determine tensile strength and relative brittleness*, Proc 9th Symp. Rock mech. Colorado, 1968, 134—159.
7. Hobbs, D. W., 1963. *A simple method for assessing the uniaxial compressive strength of rock*. Int. J. Rock Mech. Mining Sci., vol. 1, nr. 1, pp. 5—15.
8. Duffant, P. 1968. *Size effect in crushing blocks of irregular shape*. Revue de l'Industrie Minérale, Numéro spéciale, 15 Mai, pp. 62—67.
9. Hiramatus, Y., Oka, Y. *Determination of the tensile strength of rock by a compression test of an irregular test piece*, Int. J. Rock Mech. Mining Sci., vol. 3, nr. 2, 1966, pp. 89—99.
10. Popov, I. V. *Géologie de l'ingénieur et Géomécanique*. Rapports du deuxième Congrès de la Société Internationale de Mécanique des Roches, R 1—11. Beograd, 1970.
11. Franklin, J. A. *Observation and tests for engineering description and mapping of rocks*. Proceedings of the second Congress of the I.S.R.M., R 1—3, Beograd 1970.
12. Bieniawski, L. *Phenomenon of thermal fracture in rocks*. Felsmechanik, aug-sept. 1968.
13. Roberts, D. K., and Wells A. A. *The velocity of brittle fracture*. Engineering, vol. 178, sept. 1954, pp. 820—821.
14. Dulaney, E. N., and Brace, E. N. *Velocity behaviour of a growing crack*. J. appl. Phys. vol. 31, nr. 12, Dec. 1960, pp. 2233—2236.
15. Kujundzie, B. *Behaviour of Rock Masses as Structural Foundation*, Proc. I. Congress I.S.R.M., R. 8-1, Lisboa. Portugal, 1966.
16. Jovanović, R. *Anisotropy of Rocks and an Element — Principle for Rock Classification in Engineering Geological Sense*. Proceedings of the Second Congress of the I.S.R.M., R 1—37, Beograd, 1970.
17. Langer, M. *Grundlagen einer theoretischen Gebirgskörpermechanik*. Proc. I. Int. Congr. Rock Mech. I. Lisabona, 1966.
18. Langer, M. *Grundbegriffe der Rheologie und ihre Anwendbarkeit bei der Verformung von Gebirgskörpern*. Felsmechanik u. Ingenieurgeol., Suppl. V, 1969.
19. Obert, C. și Duvall, W. J. *Rock mechanics and the design of structures in rock*. John Wiley, New York, 1967.
20. Timoshenko, S. și Goodier, J. N. *Theory of elasticity*, McGraw-Hill, New York, 1951.
21. Martini, M. et al., *Methods to determine the physical properties of rock*. Trans. 8, Congr. Large Doms, Edinburgh, 1964.

2. Determinarea caracteristicilor mecanice ale rocilor la stări pasive de solicitare

Sub acțiunea sarcinilor exterioare date de către o construcție, în masivul de rocă se generează un câmp de eforturi și deformații care dezechilibrează starea inițială din masiv. Acest câmp de eforturi și deformații definește comportamentul mecanic al terenului supus la sarcină. Solicitarea exterioară care generează un astfel de câmp de eforturi și deformații (interacțiunea rocă-construcție), cum este de exemplu solicitarea dată de o construcție de suprafață, o numim convențional *solicitare pasivă*.*

Într-o astfel de solicitare, ar rezulta că dezechilibrarea stării inițiale de eforturi într-un câmp de efort-deformație generat se datorează forțelor exterioare, iar contribuția forțelor masice ale rocii (presiunea litostatică) la această solicitare se neglijează.

Câmpul de efort-deformație generat în urma unor astfel de solicitări îl numim *câmp de solicitare pasivă*, iar încercările de determinare a proprietăților mecanice ale rocii din acest câmp le numim *încercări la solicitare pasivă*.

Determinarea comportamentului mecanic al noului câmp de eforturi și deformații la sarcini exterioare se realizează prin încercări de laborator sau in situ, în urma cărora se obțin parametrii mecanici de deformabilitate (moduli de deformație, coeficienții Poisson, tasarea etc.) și parametrii stării de rupere (rezistența la forfecare, presiunea critică-admisibilă sau capacitatea portantă), necesari în proiectarea construcțiilor.

În acest capitol se vor descrie determinările proprietăților mecanice la stări de solicitare monoaxială, biaxială și poliaxială.

* Se menționează că denumirea folosită nu are corespondență fizică cu împingerile active și pasive ale lui Rankine-Boussinesq.

2.1. Metode de determinare la starea de solicitare monoaxială de compresiune

Determinarea proprietăților mecanice ale rocilor (deformabilitatea sau rezistența la rupere) aflate într-o stare de solicitare la compresiune uniaxială se face atunci când roca încercată este supusă la o sarcină extensivă după o singură direcție. De obicei această direcție este direcția verticală, atunci când $\sigma_1 > 0$, iar $\sigma_2 = \sigma_3 = 0$.

În determinările de laborator, eșantionul de probă este supus încercărilor mecanice în poziția de prelevare din teren.

Dat fiind că încercările de laborator au fost descrise în alte lucrări de specialitate, aici vor fi prezentate mai mult încercările in situ pe suprafețe reduse și mari.

2.1.1. Principii teoretice și formule de calcul

Starea la compresiune monoaxială a unei roci este aceea la care efortul de solicitare acționează după o singură direcție, de obicei verticală paralelă la sarcinile date de către o construcție ($\sigma_1 = \sigma_2 \neq 0$, iar $\sigma_2 = \sigma_3 = 0$). Pentru determinarea deformabilității și stării la rupere a rocii supusă la o compresiune monoaxială este necesar să se determine curba efort-deformare, după care se calculează modulul de deformație E_d al rocii sau rezistența la compresiune.

În determinările de laborator se calculează în cazul încercărilor în edometre (care au deformarea laterală complet împiedicată):

$$\text{— tasarea specifică } \varepsilon = \frac{dh}{h} = \frac{de}{1+l} (\%); \quad (2.1)$$

$$\text{— coeficientul de compresibilitate } a = \frac{de}{dp} [\text{cm}^2/\text{kgf}]; \quad (2.2)$$

$$\text{— coeficientul de presiune laterală } K_0 = \frac{q}{p} = \frac{\mu}{1-\mu} \quad (2.3)$$

$$\text{— modulul edometric de deformație totală } M_0 \text{ sau elastică } M_e = \frac{d\sigma}{d\varepsilon}, \quad (2.4)$$

unde: dh este tasarea probei de înălțime h sub încărcarea p ;
 de — variația indicelui porilor e sub încărcarea p ;
 q — presiunea laterală în cazul când deformația laterală este împiedicată;
 μ — coeficientul lui Poisson.
 $d\sigma$ — creșterea forței normale efective;
 $d\varepsilon$ — creșterea deformației relative.

În cazul încercărilor de laborator cu deformare liberă, se calculează rezistența la compresiune $\sigma_{rc} = \frac{F_r}{A_0}$, (2.5)

unde: F_r este încărcarea la rupere;

A_0 — aria inițială a secțiunii transversale a epruvetei.

În cazul încercărilor in situ, modulul de deformabilitate se determină plecînd de la formula tasărilor medii, s_m , măsurate sub o placă de încercare cu distribuția uniformă a sarcinilor pe placă, conform soluției lui Boussinesq dată pentru un spațiu semiinfiniț elastic:

$$s_m = \bar{m} \frac{p}{E_d} (1 - \mu^2) \sqrt{F}, \quad (2.6)$$

unde F este suprafața de contact a plăcii, iar $\bar{m}$ — un coeficient funcție de forma geometrică a plăcii.

Pentru plăci circulare $\bar{m}=0,96$, iar pentru plăci dreptunghiulare $\bar{m}$ variază în funcție de raportul laturilor. Cînd raportul laturilor este 1, $m=0,95$, iar pentru valoarea raportului de $\frac{1}{100}$, $m=0,37$.

Cînd sarcinile nu sînt distribuite uniform pe placă, coeficientul $\bar{m}$ variază în funcție de caracterul rigid sau elastic al plăcii. Pentru o placă circulară rigidă, $\bar{m}=0,89$ în cazul calculării lui s_m în centru. Pentru o placă circulară elastică $\bar{m}=1,33$ în cazul calculării valorii medii a lui s_m .

Cînd se determină E_d pe baza măsurării tasărilor s_m în afara plăcii de încercare, se folosește formula:

$$s_{mr} = \frac{\bar{m}_r p (1 - \mu^2)}{R E_d}, \quad (2.7)$$

unde R este raza plăcii, iar $\bar{m}_r$ — un coeficient dat de relația:

$$\bar{m}_r = \frac{4}{\pi^2} \frac{R}{r} \left[\int_0^{2\pi} \left(1 + \frac{R^2}{2r^2} \sin \theta \right)^{1/2} d\theta - \left(1 - \frac{R^2}{2r^2} \right) \cdot \int_0^{2\pi} \left(1 - \frac{R^2}{r^2} \sin \theta \right)^{1/2} d\theta \right],$$

unde r este distanța de la centrul plăcii la un punct situat în afara plăcii.

2.1.2. Procedee de măsurare

Determinarea deformațiilor rocii pentru estimarea modului de deformare E la o compresiune monoaxială se efectuează atât în laborator cât și in situ. Dat fiind că determinările în laborator sînt reglementate prin standardele și normativele în vigoare și descrise pe larg în literatura de specialitate nu se va insista asupra lor. Se vor descrie mai mult încercările in situ a căror importanță în ceea ce privește valorile furnizate este unanim recunoscută în literatura de specialitate.

2.1.2.1. Încercări în laborator

Determinarea deformabilității la compresiune monoaxială în laborator a rocilor se efectuează în funcție de structura rocii încercate.

Pentru roci pelitico-detritice (pămîntoase) încercarea se execută în edometre, în care deformarea laterală este complet împiedicată. Pentru roci tari-semitari încercarea la compresiune monoaxială se execută în

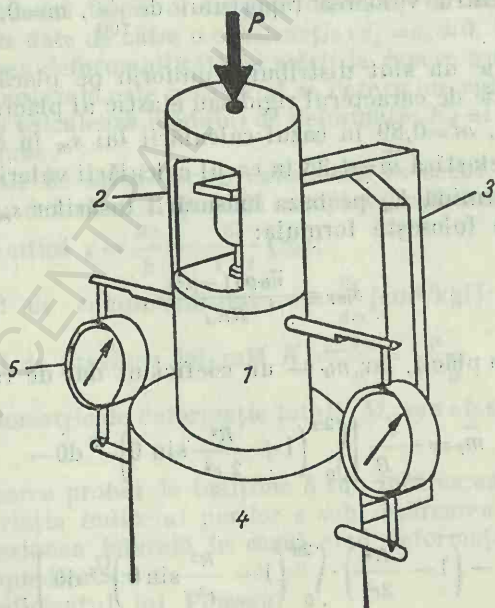


Fig. 2.1. Dispozitiv electric pentru măsurarea tasării într-o încercare edometrică.

prese hidraulice, pe probe cilindrice sau cubice confecționate conform STAS 6200/2-71 și la care deformăția laterală este liberă.

Încercarea rocilor la deformabilitate în edometre este reglementată prin Recomandările de standardizare CAER — Terenuri de fundație pentru construcții — metode de încercare pe roci nestîncoase punctul 15, apărut în Buletinul CSCAS nr. 22—23, 1967.

O mare importanță pentru astfel de determinări o are dispozitivul de măsurare a deformățiilor.

Un dispozitiv utilizat în aceste încercări este dispozitivul tip Martens (conform normelor DIN 50107), bazat pe principiul optic de măsurare a deformățiilor.

Un dispozitiv electric de măsurare este cel realizat de SOL-ESSAIS, conceput pentru înregistrarea continuă a tasărilor în timpul încercării [31]. La pistonul 1 al acestui edometru (fig. 2.1) este adaptat un cap metalic 2, prevăzut cu o fereastră pentru trecerea unei extremități a traductorului diferențial de deplasare 3. Traductorul este fixat în exterior, cu celălalt capăt, de cilindrul edometrului 4. Tasările sînt date și de microcomparatoarele 5.

2.1.2.2. Încercări in situ pe suprafețe reduse

În general încercarea deformabilității rocilor în laborator (în edometru) furnizează un modul mărit față de acela rezultat din încercările reale pe teren.

În situațiile cînd solicitările date de către fundațiile cu suprafață mare de încărcare (radiere) influențează cîmpul de rocă în adîncime, constituit din strate cu deformabilități variate, este necesară, pentru determinarea reală a deformabilității terenului de fundație, efectuarea unor încercări in situ, pe adîncimile aferente.

Pentru reducerea cheltuielilor necesitate de încercările in situ, și atunci cînd discontinuitățile existente în roca încercată permit încercări pe suprafețe reduse, se pot efectua încercări statice la compresiune monoaxială pe suprafețe de minimum 600—1000 cm² (Buletin CSCAS 22-23/1967).

Mai sînt și situații cînd terenul de fundație este constituit din nisipuri acvifere, cazuri în care nu este posibilă prelevarea unor probe netulburate în vederea încercărilor de laborator.

Pentru toate cazurile menționate se efectuează încercări la compresiune monoaxială in situ pe suprafețe reduse. Aplicarea optimă a unor astfel de încercări se face în găuri de foraj cu diametrul de minimum 320 mm. O instalație pentru încercări în găuri de mică adîncime cu sarcini de încărcare reduse este aceea proiectată într-un normativ francez pentru metode de încercări ale pămînturilor și fundațiilor (fig. 2.2, a).

Sistemul de reacțiune al aparaturii este bazat pe principiul lestării cu diverse greutateți 1 (roci, nisip, rezervor apă etc). Încărcarea pe diferite trepte este realizată de către o presă hidraulică 2, așezată între coloana metalică 3 și platforma de încărcare. Placa de încărcare 4 este confecționată din tablă de oțel de 10 mm. Deformațiile sînt înregistrate de către un aparat autoînregistrator 5.

O altă instalație pentru încercări în găuri forate pînă la 30 m adîncime și pe suprafețe de la 600 la 1 250 cm² este aceea realizată de un colectiv din cadrul ISPIF-București. La această instalație (fig. 2.2 b), sistemul de compresiune este alcătuit din coloana metalică din țevi 1, cu diametrul 8⁵/₈" și placa de încărcare 2 asamblată la coloana 1 prin înfiletare. Sistemul inițial al instalației prevede, pentru cazul rocilor prăfoase argiloase, o placă cu diametru de 280 mm, iar pentru cazul nisipurilor acvifere, o placă cu diametrul de 278 mm. În sistemul actual de compresiune se folosește o placă circulară cu diametrul de 400 mm. Între coloana 1 și coloana de tubare 3, se plasează ghidajele 4.

Sistemul de creare și reglare a presiunii este compus din presa hidraulică 5, de 30—50 t, placa de rezemare 6 și un compensator de presiune.

Sistemul de măsurare este alcătuit din două bare metalice 7, asamblate prin piese speciale de picioare 8. De barele metalice se fixează piesele 9 ce poartă șuruburile 10 cu cap neted. Pe corpul șuruburilor se sprijină

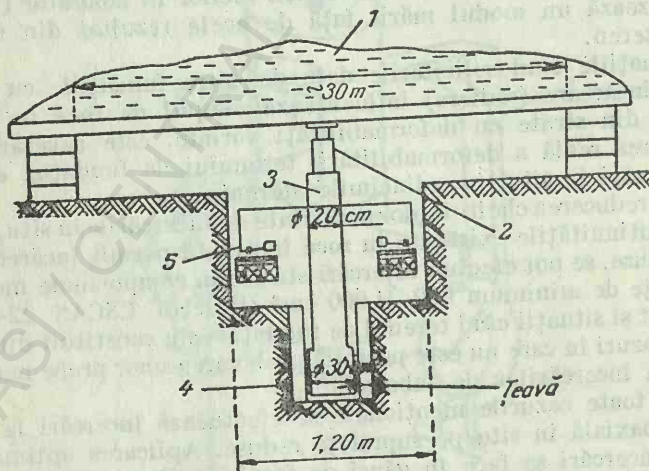
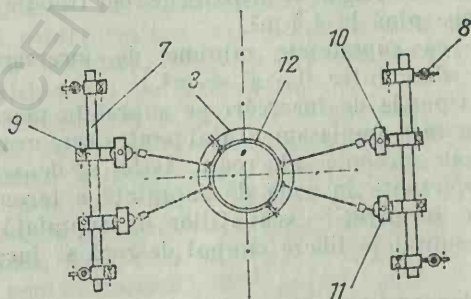
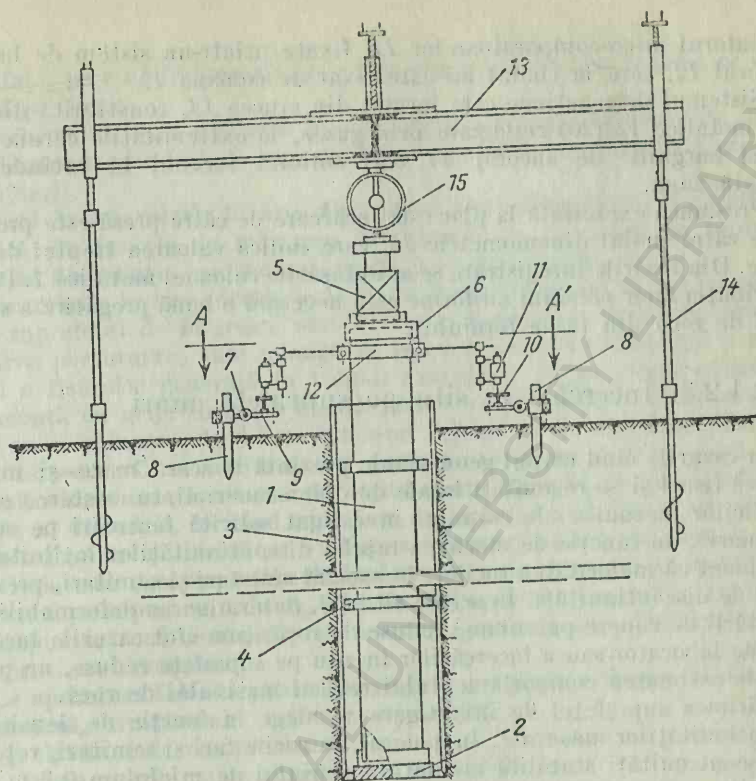


Fig. 2.2. a. Încercarea la compresiune în găuri pe suprafețe reduse:
aparatură de încercare la adîncimi reduse;



Secțiunea A-A'

b

Fig. 2.2. b. Încercarea la compresiune în găuri pe suprafețe reduse:
aparatură de încercare pînă la adîncimi de 30 m.

palpatorul microcomparatoarelor 11, fixate printr-un sistem de bare de colierul 12, care la rîndul lui este fixat de coloana 1.

Sistemul de reacțiune este format din crucea 13, constituită din profile metalice I24(26) rigidizate prin gusee, la extremitățile căreia se fixează burghiile de ancoraj 14, care solicită terenul la întindere în această zonă.

Presiunea exercitată la placa de încărcare de către presă este preluată și de către inelul dinamometric 15, care indică valoarea treptei de presiune. Din tasările înregistrate se scad tasările coloanei metalice 1. Pentru distribuția unor presiuni uniforme este necesară o bună pregătire a suprafeței de rocă din talpa forajului.

2.1.2.3. Încercări în situ pe suprafețe mari

În cazurile cînd corpul geomecanic prezintă la scara mezo- și macroscopică fisuri și eterogenități locale de diverse mărimi, cunoașterea caracteristicilor mecanice ale corpului investigat solicită încercări pe suprafețe mari*, în funcție de mărimea rețelei discontinuităților întîlnite. De menționat că majoritatea rocilor, în special cele tari și semitari, prezintă astfel de discontinuități. În aceste situații, determinarea deformabilității și a stării de rupere pe volume reduse de rocă, cum sînt cazurile încercărilor de laborator sau a încercărilor în situ pe suprafețe reduse, nu poate duce la estimarea comportamentului real al masivului de rocă.

Mărimea suprafeței de investigare se alege în funcție de densitatea discontinuităților măsurate. În general, în rocile tari și semitari, rețeaua de discontinuități stabilită are latura ochiului de minimum 0,2 m [2]. În multe cazuri, însă, accidentele locale generează rețelele de discontinuitate în care latura ochiului variază între 0,2 și 1 m [2]. Aceasta înseamnă că suprafața de investigare** în astfel de roci trebuie să fie de minim 0,2 și poate ajunge pînă la 4,5 m².

Rezultă deci că suprafețele minime de încercare într-un astfel de masiv pot fi alese între 0,5 și 4 m².

Aparatura și tipurile de încercări pe suprafețe mari se diferențiază în funcție de adîncimea amplasamentului pentru care urmează să se determine caracteristicile mecanice ale rocii. Astfel se deosebesc *încercări pe suprafețe libere*, efectuate în zona de suprafață a terenului și *încercări în nișe*, efectuate în pereții excavațiilor de suprafață sau subterane. În încercările pe suprafețe libere cîmpul de rocă se încarcă numai pe o

* În literatura de specialitate prin suprafețe de încercare mari se înțeleg suprafețe care depășesc 0,5 m² și se apropie de scara construcției.

** Suprafața de investigare se alege cu latura de circa 2,5 ori mai mare decît cea a rețelei de discontinuitate.

suprafață, pe cînd în încercările în nișe cîmpul de rocă se încarcă pe două suprafețe opuse.

Deformabilitatea obținută în încercările efectuate în nișe este deformabilitatea medie față de axa neutră a deschiderii, echivalentă grosimii deschiderii.

Dacă la încercările în nișe distribuția eforturilor poate fi rigidă sau elastică, în funcție de mărimea deschiderii, la încercări pe suprafețe deschise distribuția este numai rigidă (pe plăci rigide).

Încercările în nișe (deschideri) prezintă dezavantajul că pentru pregătirea suprafeței de încercare sînt necesare derocări cu explozivi sau dispozitive percutante, care adaugă la rețeaua de discontinuități a masivului o fisurație generată în timpul execuției. Totuși, dacă excavarea se execută cu grijă fisurația creată prin această operație nu se produce decît pe o adîncime de 0,6 m (adeseori 0,3 m) de la suprafața rezultată prin derocare. Cînd suprafața de încărcare este de 2 m², atunci 35% din adîncimea totală a zonei de acțiune este afectată de efectul de distrucție al derocării, iar cînd suprafața de încărcare este de 4 m², efectul de distrucție se manifestă pe o adîncime de numai 25% din zona de acțiune. Reiese că dacă suprafața de încărcare are diametru de numai 0,28 m (încercări pe suprafețe reduse), zona de acțiune este cuprinsă în întregime în cîmpul de rocă deranjat prin derocare, iar mărimea deformabilității obținute este cronată.

La aparatura folosită pentru încercări pe suprafețe mari se deosebesc, în general, următoarele sisteme constructive:

sistemul de compresiune;

sistemul de creare și reglare a presiunii;

sistemul de măsurare a deformațiilor la compresiune.

În cazul încercărilor cu distribuția rigidă a eforturilor pe o singură suprafață de încercare, în construcția aparaturii intervine și sistemul de reacțiune sau contrapresiune, care condiționează realizarea compresiunii sub placa de încărcare. Mărimea forței de compresiune este funcție de capacitatea sistemului de reacțiune.

Sistemul de compresiune se reduce, în general, la o placă metalică rigidă sau elastică, cu contur circular sau rectangular, cu ajutorul căreia se creează încărcarea la compresiune monoaxială pe suprafața terenului de încercat. În unele încercări se folosesc plăci de lemn sau de beton.

Sistemul de creare și reglare a presiunii alcătuiește cea parte a aparaturii care produce încărcarea pe placa de transmitere a presiunii. La unele aparaturi pentru încercări rigide, acest sistem îl constituie numai contragreutățile așezate pe o platformă construită special la partea superioară. La aparaturile care nu lucrează pe principiul creării sistemului de reacțiune prin lestare, acest sistem îl constituie agregatul presă-pompă-stabilizator de presiune.

Sistemul de măsurare este alcătuit din dispozitivul de măsurare a deplasărilor și anexe respective. Se folosesc extensometre mecanice sau electrice, de tipul traductorilor inductivi sau rezistivi.

a. Încercări pe suprafețe mari cu distribuția rigidă a eforturilor

Aparatura folosită în astfel de încercări se deosebește în funcție de locul în care se efectuează încercarea.

Încercări pe suprafețe libere. În încercările pe suprafețe libere, aparatura folosită diferă în ceea ce privește sistemul de reacțiune. Din acest punct de vedere se deosebesc următoarele subtipuri de aparaturi:

- aparatură bazată pe principiul leștării (contragreutății), la care placa de încărcare este supusă la sarcini cu ajutorul greutăților;

- aparatură la care reacțiunea este asigurată de rezistența la întindere a masei de rocă din zona de suprafață a terenului, preluată de unele burghie de ancoraj;

- aparatură la care reacțiunea este asigurată de rezistența pasivă a masei de rocă din pereții verticali ai puțului de încercare.

Aparatură bazată pe principiul contragreutăților. Această aparatură este simplă, deoarece sistemul de reacțiune este redus la greutatea așezate la partea superioară a instalației. La unele aparaturi, transmiterea compresiunii se face prin blocuri de beton, așezate pînă la nivelul unde urmează să se determine deformabilitatea rocii. La altele, compresiunea este realizată prin cutii de lemn umplute cu nisip. Suprafața de încărcare poate varia de la $1,5 \times 1,5$ m la 5×5 m.

Contragreutățile sînt constituite din plăci de plumb, profile de oțel, saci de nisip sau rezervoare de apă.

Sistemul de măsurare a deformațiilor este, de asemenea, simplificat, prin reperarea topografică a unor poziții din construcția aparaturii.

Un aparat bazat pe principiul contragreutăților este dat în fig. 2.3 [3]. Încercarea a fost efectuată de către IPROMET, pe șantierul Combinatului Siderurgic Galați. Pentru urmărirea tasării rocii de fundare în adîncime, constituită din formațiuni de loes, s-au introdus în teren (prin găuri de foraj), la anumite adîncimi, plăci metalice, numerotate și reperate topografic. După efectuarea încercării s-a reperat tasarea acestora. Încercarea a fost făcută în condiții de inundare și la presiuni pînă la 5 kgf/cm^2 . Tasarea specifică stabilită este mai mare decît aceea dată de calculul bazat pe datele de laborator.

Aparatură bazată pe rezistența la întindere a rocii. La această aparatură sistemul de reacțiune este astfel constituit încît să solicite la întindere masa de rocă de la suprafața terenului situată în afara zonei solicitată la compresiune de către placă. Solicitarea la întindere crește pe măsură

ce presiunea transmisă plăcii de încercare se mărește.

Sistemul de creare a presiunii la această aparatură este situat între coloana de încărcare și dispozitivul de reacțiune, fiind alcătuit, de obicei, dintr-o presă hidraulică.

Dispozitivul de reacțiune este alcătuit în general din profile metalice, fixate la capete cu burghie sau piloni ancorați în teren.

În fig. 2.4, a se prezintă un aparat pentru determinarea rezistenței la întindere realizat de Institutul de construcții din Harcov [14].

Sistemul de reacțiune la acest aparat este alcătuit din următoarele elemente: o grindă longitudinală 5, din profil laminat I 50 cu lungimea de 4,8 m, constituită din trei părți montate cu flanșe și buloane; patru grinzi 6, de profil laminat U 20, care se fixează la grinda longitudinală câte două de fiecare parte; două sau patru burghie de ancoraj 8, care se fixează la grinda longitudinală sau transversală prin intermediul plăcilor de fixare 7; aceste burghie preiau prin intermediul terenului reacțiunea instalației, fixându-se la adâncimi de 3—4 m, în funcție de rezistența la întindere a rocii.

Sistemul de compresiune este alcătuit din următoarele: o placă metalică 1 de formă pătrată și cu suprafața de 5 000 cm², care transmite presiunea în teren; tronsoanele coloanei de încărcare 2, formate din țevi de oțel cu diametrul de 273 mm; o placă de fixare 3. Presiunea specifică realizată pe teren este de max. 6 kgf/cm² ($P=30$ t).

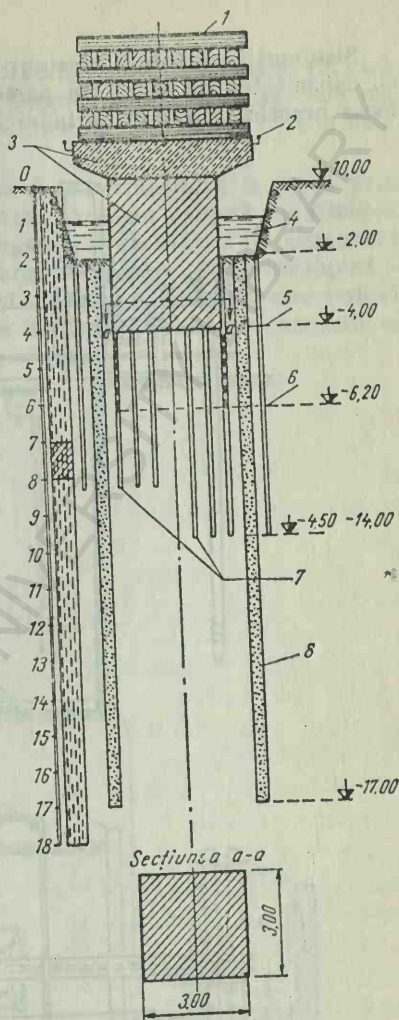


Fig. 2.3. Încercarea prin lestare a deformabilității terenului de fundație pe suprafețe mari. (Încercare experimentată de către IPROMET pe șantierul Combinatului siderurgic Galați (după Beles ș. a.)
1 — greutate de încărcare (tagle); 2 — reper de tasare; 3 — blocuri de beton; 4 — apă pentru inundarea terenului; 5 — înainte de tasare; 6 — nivel după tasare; 7 — plăcuțe metalice (reper de tasare); 8 — foraje drenante pentru infiltrarea apei în teren.

Sistemul de creare a presiunii este alcătuit din: o presă hidraulică 4, cu capacitatea de 100 t (în partea superioară presa se sprijină într-un locaș practic în talpa grindei longitudinale 5); cursa pistonului este

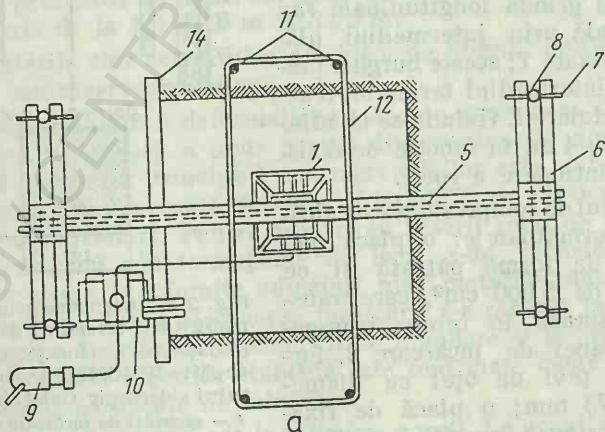
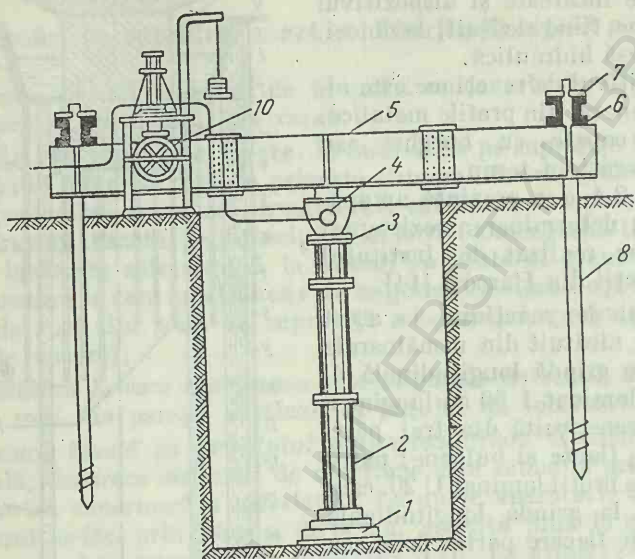


Fig. 2.4 a. Aparatură pentru încercarea rocii la deformabilitate pe suprafețe mari prin solicitarea la întindere a terenului de suprafață.

de 10 mm; pompa hidraulică de mină 9; stabilizatorul de presiune 10, care menține presiunea realizată în presă în timpul tasării terenului (schema principală a stabilizatorului cu dimensiunile de $0,72 \times 0,3 \times 1,1$ m este dată în fig. 2.4 b).

Presiunea P_1 creată de către pompa 1 este transmisă la presă prin corpul tijei ajutătoare 2 de la stabilizator. Aceasta asigură menținerea constantă a presiunii în presă, prin adăugarea de greutate 3 (reprezentind P_2) pe platanul 4, atunci când P_1 se reduce din valoare. Datorită raportului de $1/10$ dintre diametrele buchei 5 și volantei 6, forța P_2 este redusă la 60 kgf față de forța P_1 care este de 600 kgf. Schimbarea sarcinii se

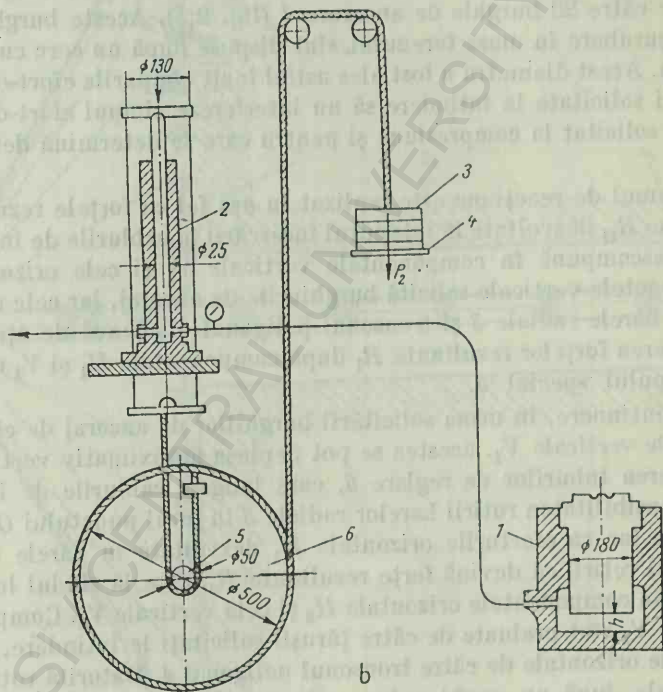


Fig. 2.4 b. Stabilizator de presiune.

face prin rotirea ușoară a minierului pompei, așezînd pe suportul 4 numărul necesar de greutăți.

Sistemul de măsurare a presiunii este alcătuit din grinzi scurte 12 (fig. 2.4 a) cu dibluri sudate 11, pe care se fixează cornierele de

aluminii ale reperului; pe corniere se fixează microcomparatoarele. Pentru a preveni surparea marginii puțului de încercare, se așază o traversă sub montanții din față ai stabilizatorului. Un alt aparat la care sistemul de reacțiune este bazat pe principiul solicitării la întindere a rocii, din zona de suprafață este acela realizat în cadrul I.S.P.H. — București, la care sistemul de reacțiune este astfel conceput încît poate prelua sarcini mult sporite [14]. Cu acest aparat se poate dezvolta o forță de compresiune pînă la 120 tf, echivalentă unei sarcini unitare de 5 kgf/cm². Capacitatea sistemului de reacțiune este dată de rezistența la întindere a cîmpului de rocă din zona de suprafață (pînă la adîncime de 5 m) solicitat de către 20 burghie de ancorare 1 (fig. 2.5). Aceste burghie, fixate prin înșurubare în masa terenului, sînt dispuse după un cerc cu diametru de 18 m. Acest diametru a fost ales astfel încît cîmpurile efort-deformație ale rocii solicitate la întindere să nu interfereze cîmpul efort-deformație al rocii solicitat la compresiune și pentru care se determină deformabilitatea.

Sistemul de reacțiune este realizat în așa fel ca forțele rezultante de reacțiune R_1 , dezvoltate la începutul încercării în cablurile de întindere 2, să se descompună în componentele verticale V_1 și cele orizontale H_1 . Componentele verticale solicită burghiurile de ancoraj, iar cele orizontale solicită barele radiale 3 și tronsonul poligonal din țeavă de oțel 4. Descompunerea forțelor rezultante R_1 după componentele H_1 și V_1 este datorată capului special 5.

În continuare, în urma solicitării burghiilor de ancoraj de către componentele verticale V_1 , acestea se pot deplasa aproximativ vertical, prin manevrarea tuburilor de reglare 6, care lungesc cablurile de întindere, și prin posibilitatea rotirii barelor radiale 3 în jurul punctului O_1 . Aceste deplasări fac ca eforturile orizontale H_1 dezvoltate în barele radiale 3 în timpul rotirii să devină forțe rezultante R_2 , care la rîndul lor se descompun în componentele orizontale H_2 și cele verticale V_2 . Componentele verticale V_2 sînt preluate de către țărșii solicitați la întindere, iar componentele orizontale de către tronsonul poligonal 4. Datorită rotirii barelor radiale după un unghi redus, valorile componentelor verticale vor fi reduse.

Modul de descompunere a forțelor de reacțiune după rezultatele R_1 și R_2 , datorită deformărilor variate ale cîmpului de rocă din aria de solicitare la întindere, face ca deplasările variate ale burghiilor și ale barelor radiale să se uniformizeze în timpul încercării. Rezultă deci că forțele de reacțiune care iau naștere în fiecare ansamblu, constituit din cablu de

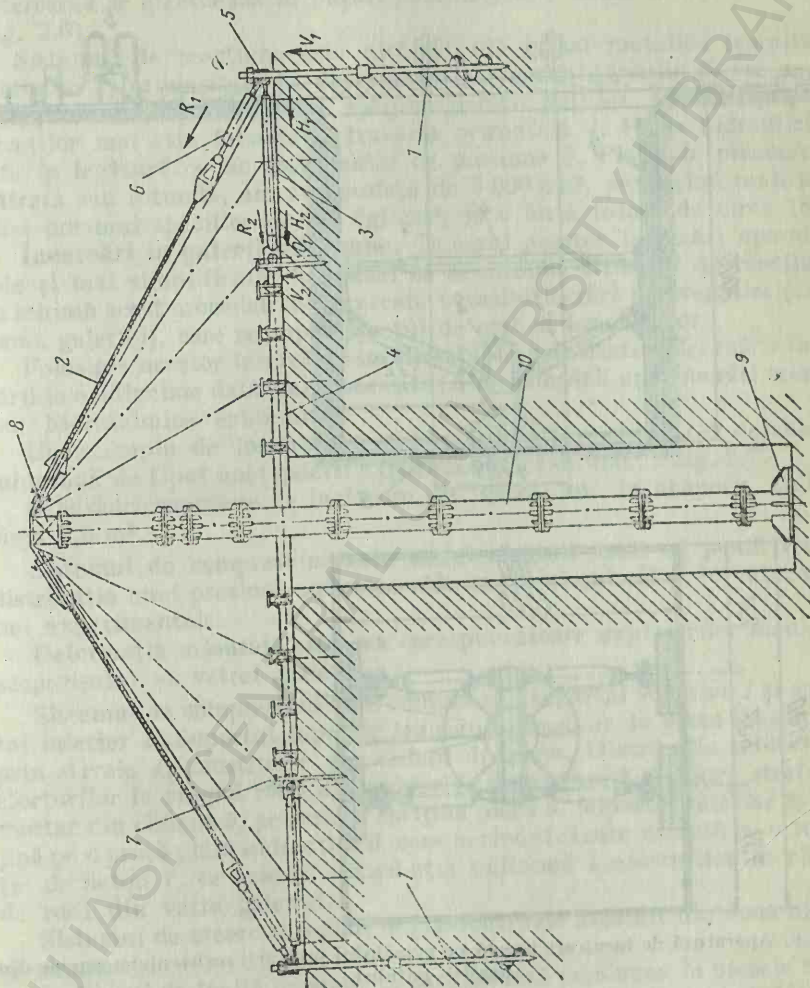


Fig. 2.5. Aparatură tip I.S.P.-H. de încercare la deformabilitate a rocii pe suprafețe mari.

întindere-burghiu de ancoraj-bară radială, tinde să se echilibreze între ele în timpul încercării. Placa de încercare 9 pe care sprijină coloana metalică 10 are o suprafață de transmitere a presiunii pînă la 2,25 m².

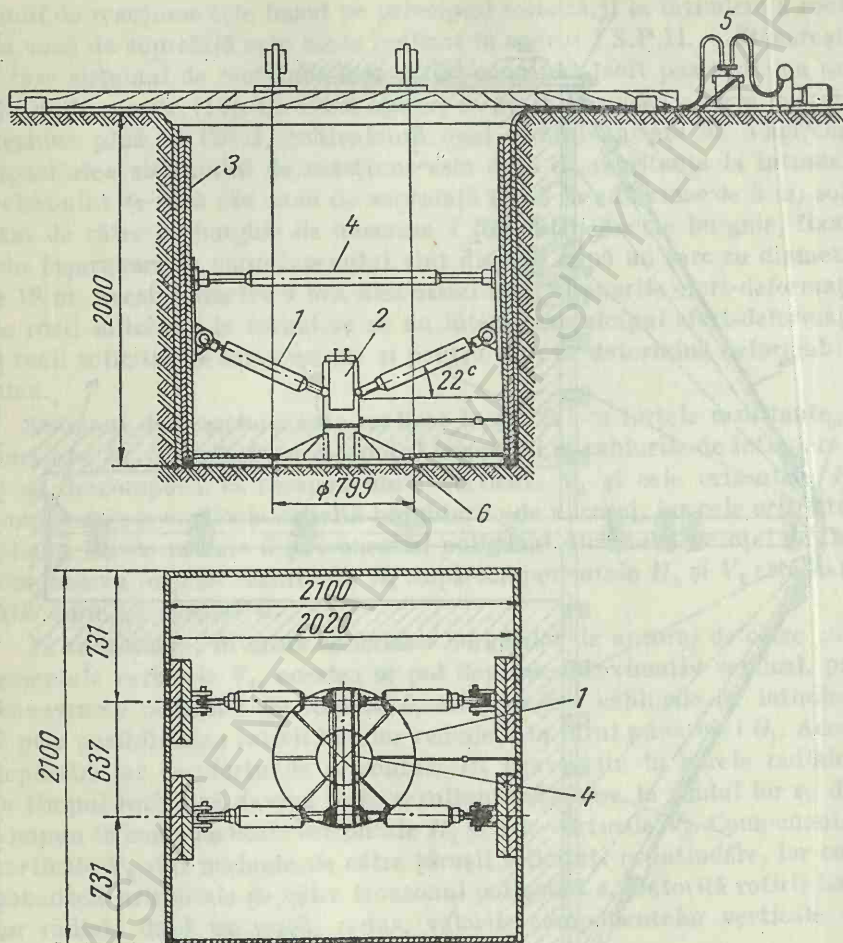


Fig. 2.6. Aparatură de încercare bazată pe principiul preluării rezistențelor pasive din pereții pufului.

Presă manuală hidraulică 8 are o capacitate de 300 tf. Se pot face încercări la compresiune monoaxială cu această aparatură în pufuli deschise pînă la 7 m adîncime.

Aparatura bazată pe rezistența pasivă a rocii din pereții verticali ai puțului de încercare. O astfel de aparatură, simplificată din punct de vedere constructiv, a fost proiectată de către Institutul de proiectări științifice ale terenului de fundație și construcții subterane din Moscova. Încercarea se efectuează în puțuri deschise, la o adâncime de circa 2 m (fig. 2.6).

Sistemul de reacțiune este alcătuit din grinzi metalice (șpraițuri) înclinate 1, solidarizate pe de-o parte la vinciul hidraulic 2, iar pe de altă parte la filetele 3, care sprijină pereții puțului. Pentru sprijinul pereților mai este folosită și traversa orizontală 4. Presa hidraulică 2 este în legătură cu un stabilizator de presiune 5. Placa de presiune 6, pătrată sau rotundă, are o suprafață de 5 000 cm², permițând realizarea unei presiuni specifice de 3,5 kgf/cm², la o forță totală de circa 18 tf.

Încercări în galerii subterane. În cazul acestor încercări aparatura este și mai simplificată, în sensul că se elimină sistemul de reacțiune. În schimb acest procedeu de încercare necesită lucrări de pregătire (excavarea galeriei), care scumpesc prețul de cost al încercărilor.

Folosirea acestor încercări este dictată de necesitatea efectuării încercării la o adâncime dată (cum este cazul dimensionării unor lucrări miniere sau hidrotehnice subterane).

Un exemplu de încercare a deformabilității rocii într-o deschidere subterană de tipul unei galerii experimentale este dat în fig. 2.7.

Cele două suprafețe de încărcare, în vatră sau în acoperiș, sînt de circa 0,6 m².

Sistemul de compresiune este astfel alcătuit încît să poată realiza distribuția unei presiuni uniforme atît în acoperișul cît și în vatra galeriei experimentale.

Deformația măsurată este cea corespunzătoare deplasărilor medii ale acoperișului și vetrei galeriei.

Sistemul de compresiune este compus din suportul superior 1 și suportul inferior 2. Suportul superior transmite presiune la placa de stejar 3 prin stivele 4, constituite din dulapi de lemn. Distribuția uniformă a eforturilor în cîmpul rocii din acoperiș este asigurată de către stratul de mortar din ciment 5, pe care se sprijină placa 3. Suportul inferior 2, sprijină pe o presă plată hidraulică 6, care la rîndul ei este așezată pe o fundație de beton 7, ce asigură distribuția uniformă a eforturilor în cîmpul de rocă din vatra galeriei.

Sistemul de creare și reglare a presiunii este alcătuit din două blocuri și anume:

- blocul de înaltă presiune 8, care creează presiunea în presele hidraulice 9, cu ajutorul unei pompe electrice sau cu aer comprimat 10;
- blocul de joasă presiune 11, care asigură menținerea, distribuția, controlul și înregistrarea presiunii de încărcare.

În componența blocului de joasă presiune intră presa plată 6, care este umplută cu apă de către pompa manuală 12. Presiunea creată de către pompa manuală este menținută de către o pernă de aer dată de butelia 13. Un aparat de control și reglare a presiunii 14 în sistem, avînd

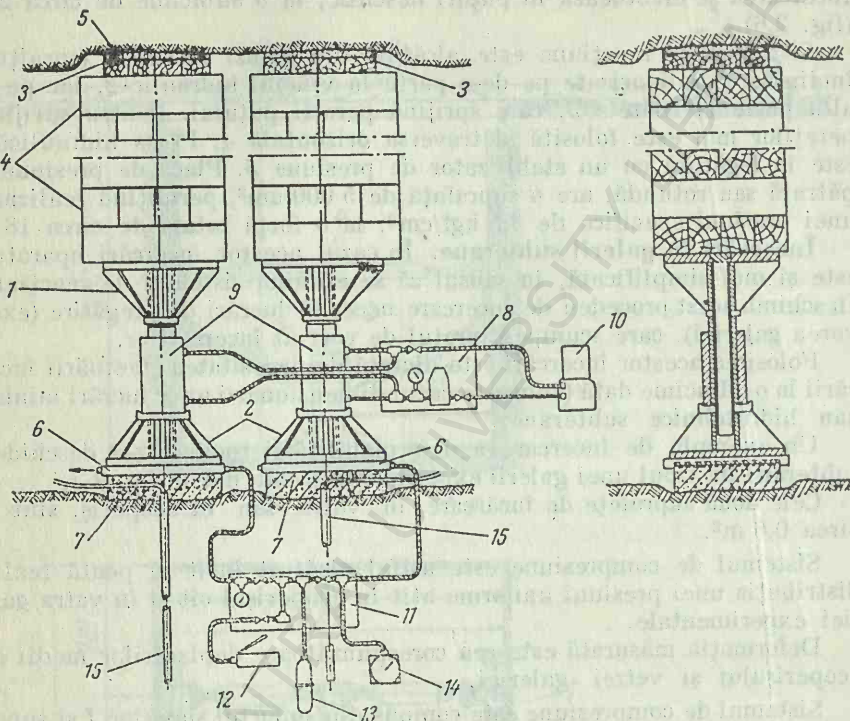


Fig. 2.7. Încercarea deformabilității rocilor pe suprafețe mari în galerii.

rolul unui stabilizator de presiune, comandă un releu care deschide sau închide pompa electrică, cu ajutorul căreia se menține presiunea de încărcare în sistem,

Sistemul de măsurare a deformăției monoaxiale este prevăzut cu tije 15 și comparatoare care dau deformăția medie necesară determinării modului de deformare.

b. Încercări pe suprafețe mari cu distribuția elastică a eforturilor

Aceste încercări se execută în nișe practicate în pereții excavațiilor, de obicei în lucrările subterane, acolo unde nu se pot aplica încercările pe suprafețe libere. Marele avantaj în aplicarea acestor încercări este

acela că aparatura este mult simplificată, costul unei astfel de încercări fiind cel mai redus în comparație cu celelalte încercări pe suprafețe mari.

Încercările se fac cu o presă plată de tip Freyssinet sau Cerni-Belgrad, alcătuită din două jumătăți, rectangulare sau circulare, de tablă de 2—2,5 mm, sudate pe circumferință. Presiunea creată în presa hidraulică distribuită pe cele două suprafețe opuse dă o comportare elastică a presei față de deformația rocii.

Presa se introduce în nișa excavată și se betonează spațiul dintre masa rocii și presă, în vederea obținerii unor suprafețe de egalizare care să ducă la uniformizarea presiunilor în rocă. Grosimea nișelor este în funcție de procedeul folosit pentru excavarea acestora, descris la paragraful 3.3.2.1.

Se măsoară deformația cîmpului de rocă din centru sau de la marginile suprafețelor de încărcare, după care se calculează modulul de deformare.

Un exemplu de încercare după acest procedeu, efectuat pe o suprafață de $2,2 \times 2$ m, este dat în fig. 2.8.

Nișa are lățimea de 0,7 m și este excavată vertical în peretele unei galerii subterane de acces 8.

Suprafața de încărcare pe un perete al nișei este aceea dată de două prese plate 1 și 2, cu dimensiunile de 2×1 m. Se montează deci, pe cei doi pereți, patru prese dispuse două câte două (1—1'; 2—2') și la distanțele prevăzute în fig. 2.8. Între prese, inițial umplute cu apă, se toarnă o placă de beton 3, care are rolul unui tampon distribuitor de presiune între prese pe de o parte și între prese și cîmpul de rocă pe de altă parte. Sistemul de compresiune prese plate-placă beton este sprijinit pe suportii 9. După priza betonului se încep operațiile de încercare la compresiune, conform ciclurilor de încărcare stabilite.

Sistemul de măsurare îl alcătuiește un cadru metalic 5 în care sînt fixate tije de măsurare. Cadrul se sprijină pe montanții 6 încastrați în rocă, acesta constituind planul neutru în raport cu care se măsoară deplasările cîmpului de rocă supus încărcării. Montanții sînt fixați în golul lăsat între cele două sisteme de compresiune.

Pe cele nouă tije ale cadrului se plasează comparatoare asamblate la suportii 4. Se măsoară deplasările din centrul și marginile cîmpului de rocă încărcat. Deplasările înregistrate de către comparatoare sînt observate la un tablou de comandă, datele fiind transmise de către transductori electrici rezistivi. Suplimentar, pentru verificare, se fac măsurători volumetrice, prin care se determină variațiile de volum ale lichidului pompat în presă în timpul ciclurilor de încărcare. Se poate realiza o presiune specifică pînă la 6 kgf/cm^2 .

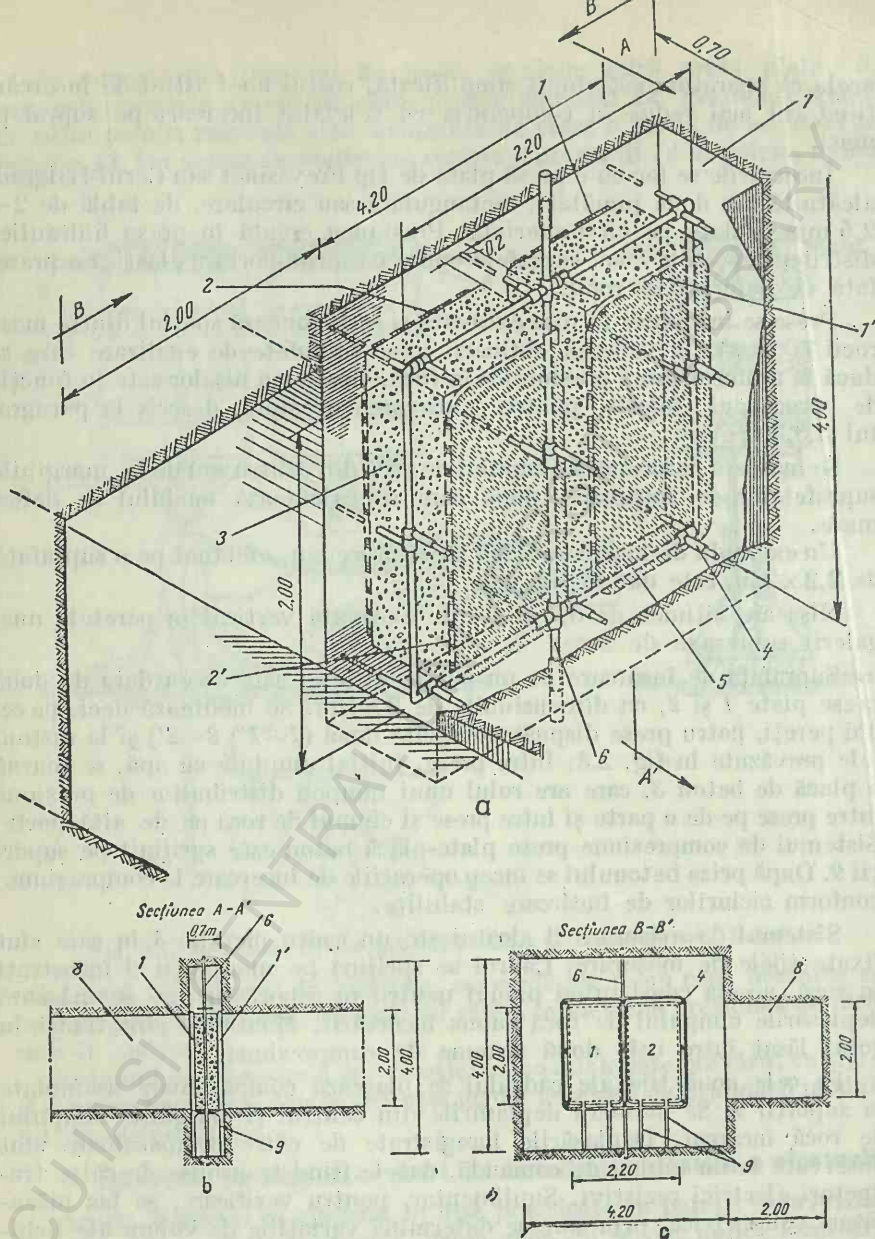


Fig. 2.8. Încercarea rocii la deformabilitate pe suprafețe mari în nișe:

a — vedere de ansamblu; *b* — secțiunea A-A'; *c* — secțiunea B-B'.
 1, 1', 2, 2' — prese plate hidraulice; 3 — bloc beton; 4 — suport comparator; 5 — cadru
 sistem măsurare; 6 — bară susținere cadru; 7 — nișe de încercare; 8 — galerie de pregătire;
 9 — suporți pentru blocul de încercare.

Avînd în vedere dezavantajul pe care îl prezintă procedeul de încercare pe suprafețe mari în deschideri, anume acela că operația de derocare a nișei cu mijloacele obișnuite creează o distrucție în structura rocii, L.N.E.C.—Lisabona a inițiat un nou procedeu de încercare care înlătură acest dezavantaj [32, 34]. Procedeul se bazează pe același principiu de încercare cu distribuția elastică a eforturilor date de către unele prese plate hidraulice speciale.

Elementul nou în acest procedeu îl constituie modul de tăiere a nișei și faptul că aceste nișe (deschideri) pot fi practicate la adîncimi mai mari.

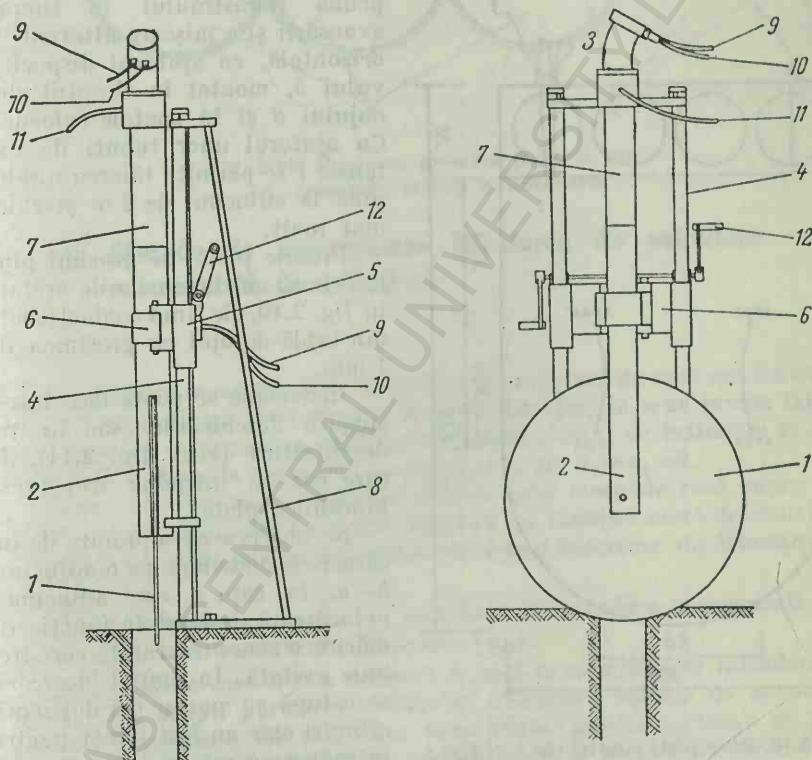


Fig. 2.9. Mașină tip L.N.E.C. pentru tăierea nișelor cu fierăstrăul circular.

Tăierea se face cu ajutorul unei mașini de tăiat, prevăzută cu un fierăstrău circular cu inserții de diamante (fig. 2.9).

Fierăstrăul 1 cu diametrul de 1 m, și grosimea de 7 mm, montat la capătul tubului 2, susținut de contraforți 8, este antrenat în mișcarea sa

de rotație de către un sistem cardanic fixat în interiorul tubului, acesta fiind acționat de către un motor hidraulic cu ulei 3 alimentat de o pompă prin conducta 11. Conductele 9 și 10 reprezintă intrarea și ieșirea uleiului de la motor.

Avansarea în adâncime a fierăstrăului cu ajutorul manivelei 12 este făcută după ce mai înainte de tăiere s-a forat o gaură cu diametrul de 17 cm necesară avansării coloanei. Avansarea pe verticală a tubului — împreună cu fierăstrăul — se realizează cu ajutorul coloanei de ghidare 4.

Pentru o tăiere rapidă, se imprimă fierăstrăului în timpul avansării și o mișcare alternativă orizontală, cu ajutorul dispozitivului 5, montat în dreptul ghidajului 6 și în spatele coloanei. Cu ajutorul unor tuburi de extensie 7 se permite tăierea nișelor până la adâncimi de 2 m și chiar mai mult.

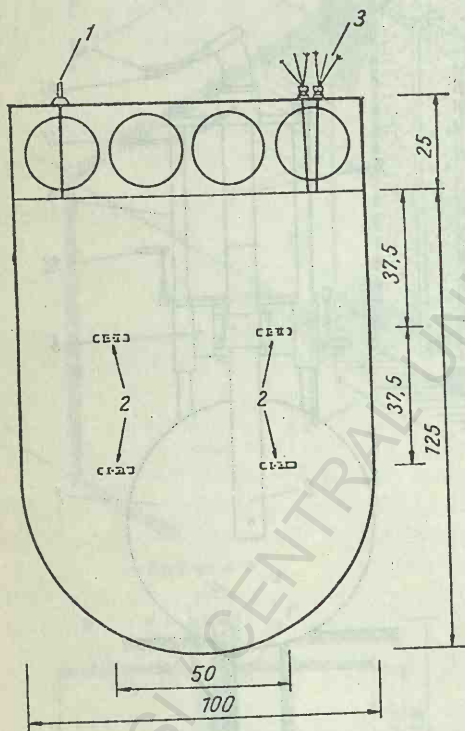
Presele plate, de grosimi până la 5 mm, au dimensiunile arătate în fig. 2.10, ele fiind confecționate din tablă de oțel cu grosimea de 1 mm.

Încercarea se poate face într-o singură deschizătură sau în trei deschizături (vezi fig. 2.11), în care caz se introduc trei prese hidraulice plate.

Se observă că suprafața de încercare se distribuie pe o adâncime $h-a$, în care a este adâncimea neîncărcată și aleasă în funcție de mărimea zonei fracturate care trebuie evitată. În timpul încercării se astupă cu mortar cei doi semicilindri care au fost forati pentru introducerea coloanei din fig. 2.9 în faza de tăiere. Aceștia permit și recuperarea ușoară a preselor prin scoaterea acestora din nișe.

Fig. 2.10. Prese plate subțiri tip L.N.E.C.:
1 — conductă de aducție a apei; 2 — deformetre de tipul mărcilor tensiometrice; 3 — conductori electrici.

Măsurarea se face cu 4 deformetre plasate în interiorul fiecărei prese și constituite din mărci tensiometrice. Presiunile dezvoltate în aceste prese pot atinge 150 kgf/cm^2 .



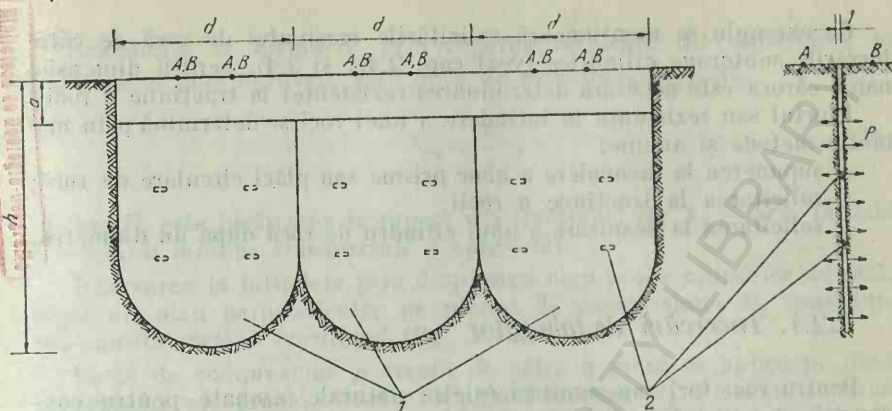


Fig. 2.11. Montarea preselor plate în nișe:
1—prese plate subțiri; 2—deformetre.

2.2. Metode de determinare la starea de solicitare monoaxială de întindere

O solicitare monoaxială de întindere a unui câmp de rocă are loc atunci când se exercită un efort după o singură direcție, în sens invers față de solicitarea la compresiune monoaxială. Dacă efortul de întindere se exercită după o direcție verticală atunci $\sigma_1 > 0$, iar $\sigma_2 = \sigma_3 = 0$.

Pentru determinarea deformabilității unui câmp de rocă supus la o astfel de solicitare este necesară cunoașterea funcției efort-deformație la întindere ($\sigma_t = f(u_t)$), care se stabilește într-o încercare de laborator sau în situ.

Starea la rupere a unei roci solicitate la întindere monoaxială definește rezistența acesteia la întindere (σ_{rt}).

Construcțiile care supun masivul de rocă la solicitări de întindere sînt pilonii sau stîlpii purtători ai liniilor electrice, culeele de ancorare a cablurilor portante ale podurilor suspendate, piloții verticali de susținere a unor fundații solicitate la răsturnare și în special ancorele de susținere a taluzelor sau lucrărilor subterane.

Pentru dimensionarea acestor construcții este necesară determinarea rezistenței la întindere a rocii.

De asemenea în cazul unor solicitări compuse în masa rocii se manifestă eforturi de întindere.

Ca exemplu se menționează solicitările masivului de rocă de către lucrările subterane cilindrice (vezi cap. 2.4.1 și 3.4), pentru dimensionarea cărora este necesară determinarea rezistenței la tracțiune a rocii.

Efortul sau rezistența la întindere a unei roci se determină prin mai multe metode și anume:

- supunerea la încovoiere a unor prisme sau plăci circulare de rocă;
- solicitarea la tracțiune a rocii;
- solicitarea la despicare a unui cilindru de rocă după un diametru.

2.2.1. Incercări de laborator

Pentru roci tari sau semitari (pietre naturale fasonate pentru construcții), determinările de laborator după metodele menționate mai sus sînt regulamentate prin STAS 6200/6—71. Prescripțiile privind aparatura, epruvetele (opturi sau prisme), modul de lucru și interpretarea rezultatelor unor astfel de încercări sînt reglementate prin STAS 6200/2—1971.

Rezistența la întindere prin ruperea din încovoiere a unei epruvete prismatice este dată de relația:

$$\sigma_{ri} = \frac{M_{max}}{W} = \frac{3F_r}{2bh^2}, \quad (2.8)$$

în care: M_{max} este momentul de încovoiere maxim;

W — modul de rezistență inițial al secțiunii transversale a epruvetei, cm^3 ;

F_r — încărcarea maximă înregistrată la ruperea epruvetei;

b — lățimea medie a secțiunii transversale, în planul de aplicare a forței, cm .

Rezistența la întindere prin ruperea din încovoiere a unei epruvete sub formă de placă este dată de relația:

$$\sigma_{ri} = k \frac{F_r}{h^2}, \quad (2.9)$$

în care h este grosimea plăcii, iar k — un coeficient determinat în funcție de diametrul inelului de rezemare (așezat pe platanul preseii de încercare a) și de diametrul epruvetei circulare d . Valoarea k este dată de relația:

$$k = \frac{3\mu}{4\pi} \left[2 \frac{1+\mu}{\mu} \cdot \ln \frac{a}{d} + \frac{1-\mu}{\mu} \left(1 - \frac{1}{\left(\frac{a}{d} \right)^2} \right) \right]. \quad (2.10)$$

Rezistența la întindere prin ruperea rezultată din solicitarea la tracțiune a unei epruvete este dată de următoarea relație:

$$\sigma_{rt} = \frac{F_r}{A_0}, \quad (2.11)$$

în care F_r este încărcarea la rupere din tracțiune, iar A_0 — aria inițială a secțiunii minime transversale a epruvetei.

Încercarea la întindere prin despicarea unei probe cilindrice de rocă, după un plan perpendicular pe planul de compresiune P_2 constituie așa-numita *metodă braziliană* (fig. 2.12).

Forța de compresiune p creată de către o presă se aplică pe două generatoare ale probei, situate în planul vertical pl_2 . Platanul superior al preseii trebuie să aibă articulație sferică pentru a permite egalizarea solicitărilor. Considerînd roca un mediu elastic, rezultă pentru efortul de întindere $\sigma_3 = \sigma_t$ generat prin compresiune următoarea valoare:

$$\sigma_t = -\frac{F}{\pi r \cdot l} = -\frac{2F}{\pi d \cdot l}, \quad (2.12)$$

unde d este diametrul mediu al epruvetei; l — înălțimea medie a epruvetei; F — forța de compresiune.

Rezistența la rupere este dată de expresia:

$$\sigma_{rtb} = -\frac{2F_r}{\pi d \cdot l}, \quad (2.13)$$

unde F_r este încărcarea maximă înregistrată la rupere.

Pentru centrul probei este dată următoarea relație:

$$\sigma_1 = -3\sigma_3 = -\frac{6F_r}{\pi d \cdot l}. \quad (2.14)$$

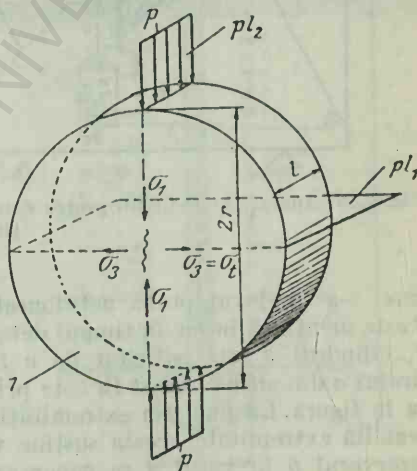


Fig. 2.12. Determinarea rezistenței la întindere prin metoda braziliană.

Pentru încercarea rocilor mai moi, cum este cazul nisipurilor, s-au construit mai multe tipuri de aparate pentru determinarea rezistenței la întindere prin tracțiune. În figura 2-13 se prezintă schema aparatului tip INCERC pentru determinarea rezistenței la întindere a nisipurilor.

Proba de nisip pentru care urmează să se determine rezistența la întindere este situată în doi cilindri detașabili 2 și 3, din material

[illegible]

care s-a prelevat proba netulburată din teren. În timp ce cilindrul 2 este menținut în loc în timpul determinării, prin fixarea lui de cadrul 1, cilindrul 3 este solicitat de o forță orizontală T prin intermediul firului a din sîrmă. Acest fir este prins la rîndul lui de firul b , bifurcat ca în figură. La una din extremități, firul b este fixat de cadru, iar la cealaltă extremitate acesta susține vasul 4. Prin căderea alicelor 5 din rezervorul 6 în vasul 4 se generează o greutate G , care, la rîndul ei, dă naștere la forța de tracțiune T . Datorită poziției rezultantei R la un unghi de 45° față de componentele T și G , acestea din urmă sînt egale.

102

2.2.2. Incercări in situ

Rezistența la întindere a rocii in situ se determină prin solicitarea masivului de rocă la tracțiune de către tije (burghie de ancorare) încastate în teren la o adâncime dorită (adâncimea de încastrare a construcției care solicită roca la tracțiune).

Se stabilește curba efort-deformație la întindere prin tracțiune. Rezistența la întindere se marchează în momentul cînd masivul de rocă cedează și anume atunci cînd se observă la suprafață deplasări ale zonei de minimă rezistență.

Încercarea poate fi făcută într-un teren cu suprafața orizontală (ecran plat) ori cu suprafață înclinată (taluze sau pereții verticali) și în lucrări subterane.

Astfel de încercări se fac pentru o estimare mai reală a rezistenței la întindere a masivului de rocă, care variază nu numai în funcție de caracteristicile mecanice ale rocii în loc, ci și în funcție de tipul construcției care solicită masivul. Pentru acest motiv se recomandă ca încercarea in situ să modeleze pe cît posibil tipul construcției. De exemplu în cazul piloților cu cap încastrat, tija de încercare va fi și ea prevăzută cu cap de încastrare (fig. 2.14). În astfel de încercări se respectă adâncimea de încastrare cerută de construcție.

În literatura de specialitate se recomandă mai multe metode analitice de calculare a rezistenței la întindere a rocii în loc [8].

Metoda bazată pe teoria împingerii laterale indică următoarea relație analitică pentru calculul rezistenței la rupere prin întindere a unui teren necoeziv, atunci cînd se consideră că asupra zonei în stare

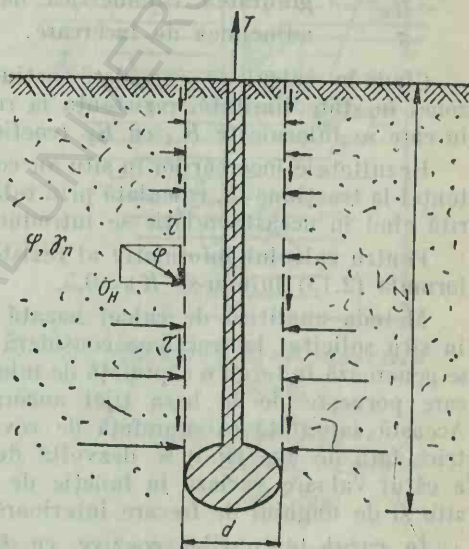


Fig. 2.14. Determinarea rezistenței la întindere a unui teren necoeziv solicitat la tracțiune de către o ancoră cu cap de încastrare prin metoda împingerii laterale.

limită de solicitare acționează presiunea activă a terenului (vezi fig. 2.14 a):

$$T = \Sigma \tau = \sum_{h=0}^{h=z} \sigma_H \operatorname{tg} \varphi P = E \operatorname{tg} \varphi \cdot P = K_A \frac{\gamma_n z^2}{2} \operatorname{tg} \varphi P, \quad (2.15)$$

unde: τ este componenta verticală de forfecare pe suprafața de contact a tijei, mobilizată în timpul tragerii;

σ_H — componenta orizontală a împingerii laterale;

φ — unghiul de frecare interioară a rocii;

P — perimetrul tijei de încercare pe adâncimea z ;

E — împingerea activă;

K_A — coeficientul de împingere activă;

γ_n^* — greutatea volumetrică naturală a rocii

z — adâncimea de încercare.

Cînd în calcul se consideră acțiunea rezistențelor pasive asupra zonei în stare limitată, rezistența la rupere este dată de relația (2.15), în care se înlocuiește K_A cu K_P (coeficientul rezistențelor pasive).

Rezultatele încercărilor in situ au confirmat o valoare redusă a rezistenței la tracțiune T , calculată prin relația (2.15) și o valoare prea mărită cînd în această relație se introduce factorul K_P .

Pentru calculul informativ al rezistenței la întindere se poate folosi formula (2.15) luîndu-se $K_A = 0,5$.

Metoda analitică de calcul bazată pe greutatea masivului de rocă in situ solicitat la tracțiune consideră că la starea limită de solicitare se generează în teren o suprafață de minimă rezistență (planul de rupere), care pornește de la baza tijei ancorate pînă la suprafața terenului. Această suprafață (o suprafață de revoluție cu coordonate axial simetrice față de axa tijei) se dezvoltă după un unghi β de la baza tijei, a cărui valoare variază în funcție de gradul de compactare a rocii in situ și de unghiul de frecare interioară φ .

În cazul terenurilor coezive cu frecare interioară aflate în stare afinată, precum și a celor pur coezive la care $\varphi = 0$ ($\beta = \varphi = 0$), suprafața de rupere în masivul solicitat la tracțiune se dezvoltă după un cilindru.

În cazul terenurilor coezive cu frecare interioară slab compactate sau compactate, la care $\beta \neq 0$, suprafața de rupere se dezvoltă după un con (cazul tijelor de ancorare fără cap de încastrare (fig. 2.15) sau după un trunchi de con (în cazul ancorelor cu cap de încastrare).

* În standarde recente se notează γ_n cu ρ_a — densitatea aparentă.

Unele teorii consideră că rezistența rocii la rupere prin tracțiune dată de greutatea zonei situate în stare limită se calculează conform relației:

$$T = P \cdot z \cdot \gamma_n + \frac{\gamma_n z^2}{2} P \operatorname{tg} \beta + \frac{4}{3} z^3 \cdot \operatorname{tg} \beta \cdot \gamma_n, \quad (2.16)$$

unde P , z , γ_n au semnificațiile din formula (2.15).

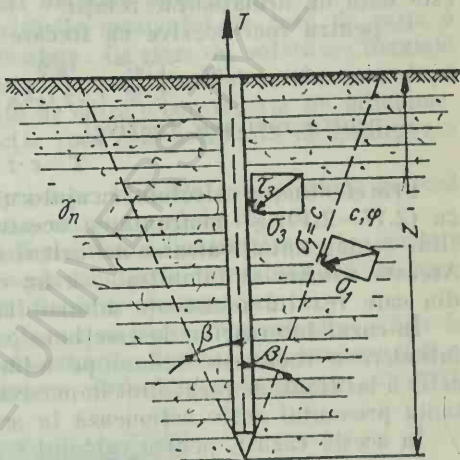
Încercările in situ au dovedit însă că mărimea T crește pînă la o anumită adîncime cu pătratul acesteia (z^2) dar nu cu z^3 , după cum rezultă din formula (2.16). De asemenea, mărimea T nu depinde de caracteristicile mecanice ale rocii (φ și c), ci numai de forțele de greutate ale zonei situată în stare limită.

Teorii mai noi [16] consideră că forțele de greutate ale zonei în stare limită de întindere mobilizează de-a lungul suprafeței tijei de încercare, prin componentele orizontale σ_3 , forțe de frecare care dau naștere la componente tangențiale de forfecare τ_3 . Rezistența la tracțiune este dată deci de rezistențele la forfecare de-a lungul suprafeței de contact tija ancoră-masiv de rocă. Apare în acest fel dependența rezistenței la tracțiune de caracteristicile mecanice ale rocii (φ și c) și de gradul de compactare a rocii în situ de care depinde mărimea unghiului β .

În cazul rocilor coezive cu frecare interioară și grad redus

de compactare (de exemplu pentru cazul cînd $\beta = \frac{\varphi}{2}$), rezistența la întindere este dată de expresia (vezi fig. 2.15):

$$T = \frac{\gamma_n \cdot z^2}{2} \cdot \sin \varphi + c \cdot z \cdot \cos \varphi \cdot P. \quad (2.17)$$



$$\text{Pentru } \beta = \frac{\varphi}{2}: \begin{cases} \tau_3 = \sigma_2 \sin \varphi + c \cos \varphi \\ \sigma_3 = \sigma_2 \end{cases}$$

$$\text{Pentru } \beta = \varphi: \begin{cases} \tau_3 = \sigma_2 \operatorname{tg} \varphi + c \\ \sigma_3 = \sigma_2 (1 + 2 \operatorname{tg}^2 \varphi) + 2 \cdot c \cdot \operatorname{tg} \varphi \end{cases}$$

Fig. 2.15. Determinarea rezistenței la întindere a unui teren sollicitat la tracțiune de către o ancoră prin metoda rezistențelor la forfecare.

Pentru roci necoezive, valoarea T este dată de relația (2.17), ținând seamă că $c=0$.

În cazul rocilor coezive cu frecare interioară și compacte (de exemplu când $\beta=\varphi$), mărirea T este dată de relația (vezi fig. 2.15):

$$T = \frac{\gamma n z^2}{2} \cdot \operatorname{tg} \varphi + c \cdot z \cdot P. \quad (2.18)$$

Făcând $c=0$, se obține rezistența la întindere pentru roci compacte nisipoase.

În cazul generării suprafețelor cilindrice, rezistența la tracțiune T este dată de următoarele relații:

— pentru roci coezive cu frecare interioară:

$$T = \left(\frac{\gamma n z^2}{2} \frac{\operatorname{tg} \varphi}{1 - 2 \operatorname{tg}^2 \varphi} + \frac{c}{1 + 2 \operatorname{tg}^2 \varphi} \right) P; \quad (2.19)$$

— pentru roci pur coezive:

$$T = c \cdot z \cdot P. \quad (2.20)$$

Prin efectuarea calculului cu ajutorul formulelor (2.15—2.19) în special cu (2.17—2.19) și confruntarea acestuia cu rezultatele încercărilor în situ, se determină valoarea de calcul a rezistenței la întindere a rocii. Această valoare se înmulțește cu un coeficient de siguranță de 1,5—2, din care rezultă rezistența admisibilă la întindere.

În cazul încercărilor la tracțiune pe suprafețe înclinate rezistența la întindere a rocii este redusă pe adâncimea corespunzătoare prismului activ a lui Rankine (dezvoltat în masivul de rocă). În această zonă, rezultanta prismului activ acționează în același sens cu forța de tragere.

În aceste cazuri, pentru calculul rezistenței la întindere a rocii este necesar ca ancora de încercare să fie încastrată în prismul rezistențelor pasive ale lui Rankine. Se recomandă, deci, ca încastrarea ancorei (prin betonare sau înșurubare) să se facă numai pe adâncimea corespunzătoare prismului rezistențelor pasive.

În cazul încercărilor la întindere în galerii subterane se recomandă ca ancora să fie betonată numai în zona nefisurată (în zona de echilibru). În acest scop se determină raza b a zonei fisurate, conform formulelor din cap. 2.4.1.1.

2.3. Metode de determinare la starea de sollicitare biaxială de compresiune și întindere

O sollicitare biaxială a terenului este aceea în care cimpul de rocă este sollicitat la compresiune, la întindere sau compresiune-întindere după două axe perpendiculare. Starea de sollicitare biaxială este cores-

punzătoare unei stări plane de eforturi la care efortul după o a treia axă este anulat.

În cazul unei compresiuni biaxiale, considerînd un sistem de axe rectangulare și presupunînd că aceste axe coincid cu direcțiile principale ale eforturilor în masivul de rocă, se pot întîlni două cazuri:

— cînd eforturile σ_1 și σ_2 după cele două axe principale sînt egale, adică $\sigma_1 = \sigma_2 \neq 0$, iar $\sigma_3 = 0$;

— cînd eforturile σ_1 și σ_2 au valori diferite, adică $\sigma_1 \neq \sigma_2 \neq 0$ și $\sigma_3 = 0$.

Primul caz corespunde de fapt unei compresiuni duble, iar cel de al doilea caz corespunde unei solicitări biaxiale propriu-zise.

Sînt mai puțin cunoscute solicitările masivului de rocă de către o construcție după două axe perpendiculare. Ca stare de solicitare biaxială a unui masiv de rocă se poate considera și acea stare la care după direcția verticală roca este solicitată de către o construcție de adîncime, iar perpendicular pe această direcție roca este solicitată de împingerea activă a terenului.

În stările de solicitare la compresiune biaxială a unui cîmp de rocă se poate studia atît deformabilitatea cit și starea la rupere.

În primul caz este necesară studiarea discontinuităților ce iau naștere în rocile cu comportament elasto-plastic într-o stare biaxială de compresiune, determinîndu-se modulul real de deformăție.

În cel de al doilea caz, studiile au ca scop determinarea stării la rupere în condiții reale. În această situație, interesează trasarea intersecției suprafeței de rupere cu planele eforturilor nule ($\sigma_1 \sigma_2 \sigma_3 = 0$) [30].

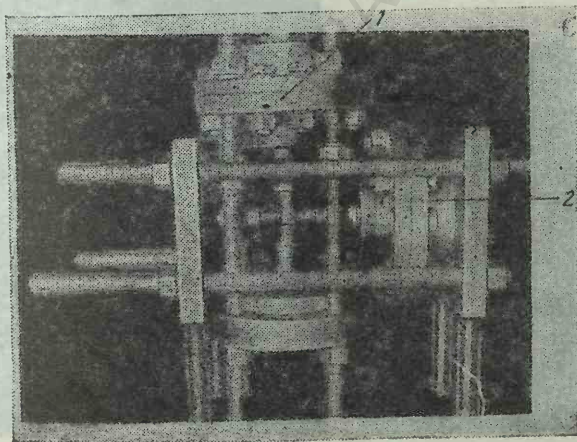


Fig. 2.16. Aparat pentru încercări la compresiune biaxială:

1, 2 — preese hidraulice.

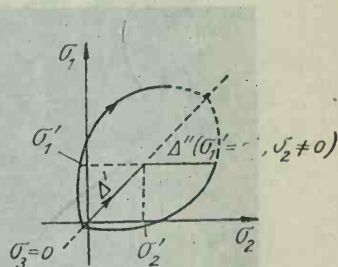


Fig. 2.17. Diagrama eforturilor de încărcare la compresiune totală și uni-axială propriu-zisă:

Δ' — dreapta de încărcare la compresiune totală; Δ'' — dreapta de încărcare la compresiune uni-axială propriu-zisă.

Încercarea se realizează în laborator.

În fig. 2.16 este prezentat un aparat de laborator pentru încercări biaxiale ale compresiunii. Acesta este constituit din două prese hidraulice 1 și 2, situate perpendicular una față de cealaltă. Presele pot comunica între ele, fapt care permite să se efectueze o încercare de compresiune dublă. Proba de rocă (un cub cu latura de 15 mm) este așezată între platanele celor două prese. Se efectuează compresiunea dublă pînă la o valoare σ'_1 , după care presa 1 se oprește, iar presa 2 aplică în continuare efortul σ_2 pînă la obținerea rupturii (fig. 2.17).

Modulul de deformabilitate a unei roci supusă la o încărcare biaxială de compresiune sau întindere se determină pe baza relațiilor efort-deformație date în 3.34 și 3.6 (pentru starea plană).

Întegrîndu-se deformațiile liniare după cele două axe, se determină deplasările corespunzătoare care se măsoară. Cînuoseînd coeficientul lui Poisson μ (eventual după cele două direcții încercate) se determină modulul de deformație al rocii.

Și în cazul unei stări biaxiale la întindere se pot întîlni solicitări ale masivului de rocă la întindere dublă ($\sigma_2 = \sigma_3 < 0$, $\sigma_1 = 0$), sau la întindere propriu-zisă ($\sigma_2 \neq \sigma_3 < 0$, $\sigma_1 = 0$).

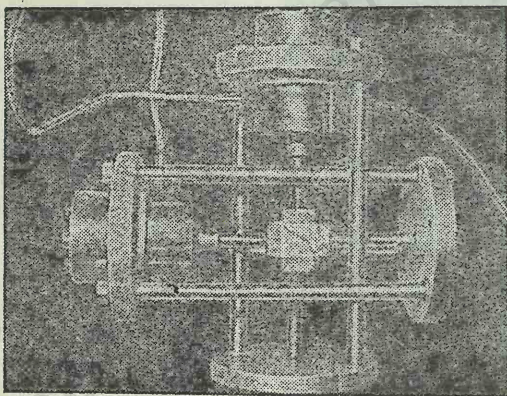


Fig. 2.18. Aparat de încercare la tracțiune dublă.

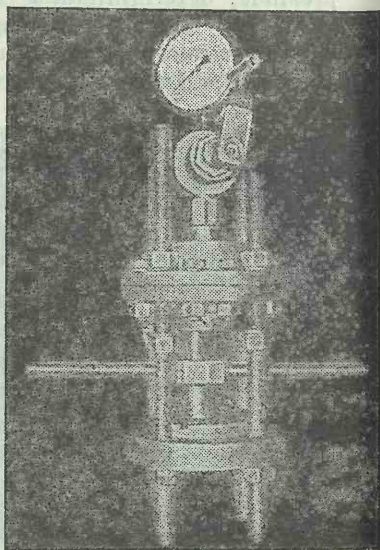


Fig. 2.19. Aparat de încercare la compresiune-tracțiune.

În fig. 2.18 se arată o încercare la tracțiune (întindere) dublă a unei epruvete cubice. Aparatul este constituit din două prese hidraulice alimentate de aceeași pompă.

O încercare particulară a rocii supuse unei stări de solicitare biaxială este încercarea de compresiune-întindere pentru determinarea stării de rupere la solicitarea de forfecare pură. Se determină pentru această stare efortul unitar tangențial de rupere:

$\sigma_1 > 0$ este egal în valoare cu $\sigma_3 < 0$ pentru $\sigma_2 = 0$.

Efortul unitar normal σ devine nul, iar $\tau = \sigma_1$.

Aparatul pentru încercări de compresiune-întindere este dat în fig. 2.19.

2.4. Metode de determinare la starea de solicitare poliaxială de compresiune

Pentru dimensionarea corectă și asigurarea securității unor construcții mai importante, cum sînt cele static nedeterminate, de suprafață sau subterane, care solicită masivul de rocă la sarcini mărite, este necesar să se cunoască deformabilitatea reală a rocii. Deformabilitatea unui masiv de rocă sub sarcină este cu atît mai complexă cu cît structura acestuia este mai neomogenă și mai accidentată tectonic. În scopul unei cunoașteri cît mai precise a deformabilității masivului și a modului de rupere al acestuia la o distribuție spațială a eforturilor au fost inițiate încercări poliaxiale (după mai multe axe), printre care deosebim:

- încercări după suprafețe cilindrice;
- încercări triaxiale.

Prin astfel de încercări se pot determina mai corect componentele sferice și deviatorice ale tensorilor de eforturi și deformații la solicitări poliaxiale.

2.4.1. Metode de determinare după suprafețe cilindrice

Aplicarea unor astfel de metode pentru determinarea proprietăților mecanice ale unui masiv de rocă (deformabilitatea, modulele de deformare, modul de rupere, tasarea) are la bază următoarele considerente:

- solicitarea axial simetrică a unei probe de rocă (sau a unui masiv de rocă în cazul încercărilor în situ) face ca starea inițială a eforturilor unitare în echilibru din rocă să fie mai puțin deranjată [10 cap. 3].

Distribuția cilindrică a eforturilor permite o cunoaștere mai clară a deformabilității rocii și deci a gradului de comportare elastică nu numai într-un plan ci și în adâncime;

— cu ajutorul acestor încercări se poate determina deformabilitatea rocii prin împărțirea masei de rocă investigată în zone caracteristice de deformabilitate, funcție de structura deformațiilor locale. Pentru fiecare zonă se determină modulul mediu de deformabilitate; calculul se poate efectua printr-o prelucrare statistică a datelor cu ajutorul mașinilor electronice.

Datele determinate prin aceste metode se pot utiliza la calculul stabilității unor construcții subterane fără prea multe rezerve, datorită sistemului omotetic de distribuire a eforturilor asupra masivului de rocă.

Construcții cu distribuție cilindrică a eforturilor sînt galeriile hidrotehnice de aducție, de refulare și de fugă. Însă rezultatele obținute cu aceste metode se aplică și la calculul de stabilitate a fundațiilor superficiale și de adâncime ale construcțiilor care distribuie monoaxial sarcinile; în aceste cazuri se ține seama, însă, de valoarea coeficientului Poisson, deoarece modulul determinat constituie de fapt modulul transversal de deformație (G).

2.4.1.1. Principii teoretice

Încercarea proprietăților mecanice după suprafețe cilindrice se efectuează prin excavarea unui gol cilindric în proba de rocă sau în masivul de rocă, orientat în funcție de direcția după care se dorește să se obțină datele de investigare.

Golurile pot fi orizontale, înclinate sau verticale. Perpendicular pe axa golului, pe o anumită lungime, se distribuie uniform cilindric presiunea de încercare, care produce în masivul de rocă un câmp de eforturi unitare pe care-l numim *câmp de sollicitare pasivă după suprafețe cilindrice*. Starea de eforturi creată în acest câmp dezechilibrează starea inițială a eforturilor unitare din masiv. Prin excavarea golului cilindric starea inițială tinde să manifeste în sens opus (activ) câmpului pasiv. Câmpul cu sollicitare pasivă se extinde în masivul de rocă pînă la o distanță r față de axa golului cilindric, funcție de tăria rocii, cînd deviatorul eforturilor unitare tinde să se anuleze. Masivul de rocă este guvernat, de la această distanță în adîncime, de starea inițială de echilibru a eforturilor unitare din masiv.

Pentru simplificarea formulelor de calcul, deformabilitatea masivului de rocă la sollicitare pasivă se determină într-o secțiune transversală mediană reprezentativă, anume în secțiunea unde se obține o distribuție omogen-cilindrică a eforturilor. În această secțiune, pentru un corp elastic izotrop și continuu, cuadrica eforturilor unitare degenerază

în cilindrii, iar elipsoidul lui Lamé într-o elipsă, conform formulelor 3.29 și 3.30. Într-un studiu mai recent, în cazul unei roci cu caracter anizotropie se dă pentru această secțiune o cuadrică degenerată conform ecuației [35]:

$$\frac{X^2}{\alpha^2} + \frac{Y^2}{\beta^2} + \frac{X^2 Y^2}{\gamma^2} = 1, \quad (2.21)$$

în care coeficienții α , β , γ sînt coeficienții ecuației. Ecuația este raportată la un sistem cartezian ortogonal cu axele OX și OY paralele la axele de simetrie ale curbei.

Cînd $\gamma = \alpha$, quadrica degenerază într-o conică, cînd $\alpha \neq \beta$ quadrica devine o elipsă, iar cînd $\alpha = \beta$ aceasta devine un cerc.

Cu ajutorul ecuației de mai sus se poate determina gradul de anizotropie în secțiunea transversală, pentru care s-au obținut deformațiile înregistrate.

a. Determinarea lungimii minime a tronsonului de încărcare în raport cu raza golului cilindric

De mare importanță în încercările după suprafețe cilindrice este alegerea unei lungimi minime a tronsonului de încărcare în raport cu raza golului, astfel ca în secțiunea mediană de măsurare a deformării roci să se obțină o distribuție omogen-cilindrică a eforturilor.

Atunci cînd lungimea tronsonului nu este suficient de mare în raport cu raza golului, liniile de presiune ale eforturilor unitare din cîmpul pasiv descriu un paraboloid cu vectorul maxim al presiunii în secțiunea mediană.

Influența lungimii tronsonului de încărcare asupra mărimii eforturilor unitare din cîmpul pasiv este ilustrată în fig. 2.20.

Pentru determinarea lungimii optime a tronsonului de încărcare la care starea de efort-deformare din secțiunea mediană de măsurare să fie omogen cilindrică și maximă, echivalentă cu un tronson cu lungime infinită, s-au efectuat calcule analitice și grafice bazate pe teoria corpului elastic, izotropie și continuu.

Un calcul grafic a fost sugerat de H. Lauffer [22], care a determinat starea limită de efort-deformație, în secțiunea mediană a unei galerii de încărcare cu o lungime de încărcare minimă din punct de vedere teoretic. Starea efort-deformație calculată pentru această secțiune este echivalentă stării obținute pentru un tronson de galerie cu lungimea infinită. Determinările au pornit de la analiza curbelor de deformație la o presiune dată, trasate separat pentru mai multe tronsoane scurte de încărcare adiacente denumite *tronsoane modul*. Mărima deformației limită (u_{∞}) variază în funcție de valoarea presiunii finale de încărcare exer-

citată pe conturul cilindric al tronsoanelor modul. Un exemplu de analiză a acestui calcul, bazat pe considerentele de mai sus, este prezentat în fig. 2.21.

Pentru un tronson modul a fost aleasă o lungime, L , egală cu diametrul acestuia ($L=2r$; r fiind raza galeriei de încercare). Curba

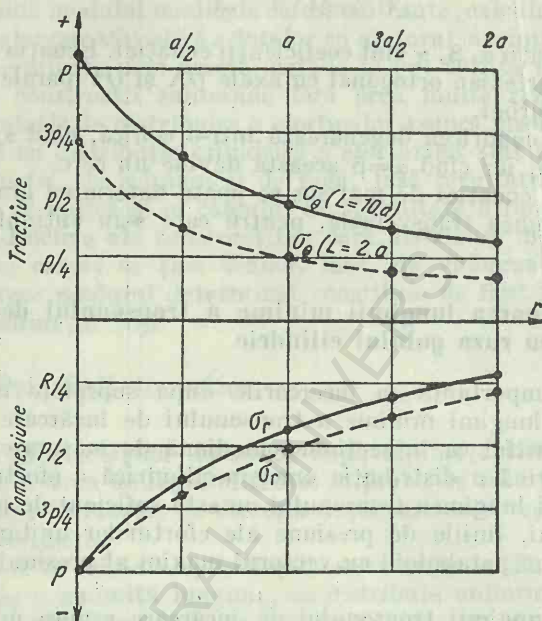


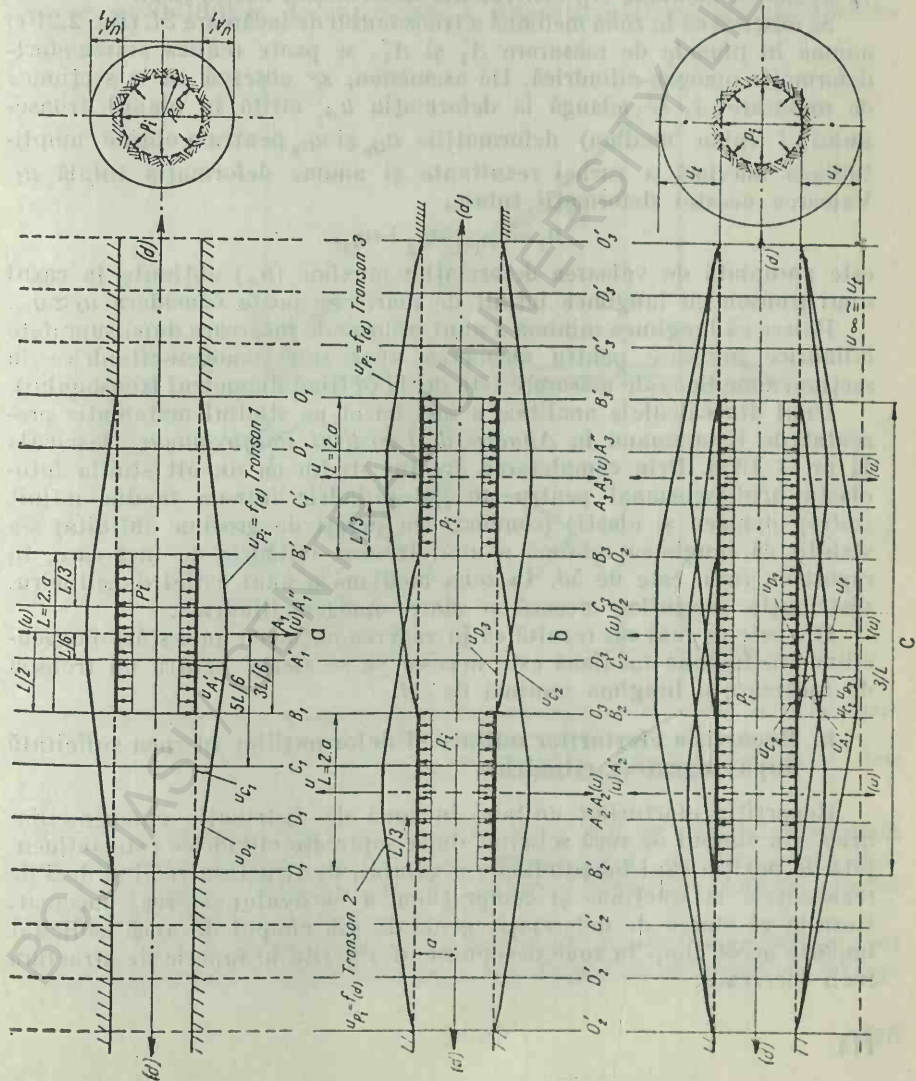
Fig. 2.20. Repartiția eforturilor unitare în cimpul transversal într-un mediu omogen și infinit străbătut de o galerie cilindrică de revoluție:

a — raza galeriei; p — presiunea aplicată; ---- lungimea tronsonului de încărcare $l=2a$; — lungimea tronsonului de încărcare $l=10a$.

de deformare care va rezulta în cazul tronsonului modul 1 (fig. 3-21 a) la o presiune p_i exercitată pe conturul cilindric poate fi obținută prin citirea deformațiilor în planele de măsurare. Numărul planelor de măsurare a deformațiilor poate fi mărit în funcție de precizia determinărilor cerute.

În exemplul din fig. 2.21 au fost alese pentru analiza distribuției deformațiilor în lungul tronsoanelor de încărcare planele de măsurare A, B, C și D la distanțe $L/3$. Deformația maximă în cazul tronsonului 1 va fi realizată în secțiunea A'_1 tinzînd către 0, la o distanță față de

Fig. 2.21. Determinarea deformabilității totale, echivalente unei galerii cilindrice cu lungime și încălzire infinită:
 A, B, C, D — plane de măsurare a deformațiilor;
 u — deplasarea radială;
 A_1 — planul principal de măsurare; u_∞ — deplasarea maximă echivalentă unei galerii infinite lungi cu încălzire p infinită;
 u_1 — deplasarea radială totală obținută în planul tronsonului 1; a — încălzirea pe tronsonul 1; b — încălzirea pe tronsonul 2 și 3;
 c — încălzirea pe tronsonul 1, 2 și 3.



acest plan de $3L/2$. Plasind adiacent tronsonului-modul 1 , tronsoanele-modul de încărcare 2 și 3 și exercitind asupra conturului cilindric aceeași presiune p_i , se vor obține în mod asemănător curbele de deformare prezentate în fig. 2.21 b .

Prin exercitarea simultană a presiunii p_i de-a lungul celor trei tronsoane-modul cu lungimea $3L$ și prin însumarea celor trei curbe de deformare aferente, se determină o curbă rezultantă cu deformația maximă în secțiunea mediană A'_1 , echivalentă deformației limită (u_∞).

Se observă că în zona mediană a tronsonului de încărcare $3L$ (fig. 2.21 c) anume în planele de măsurare A'_1 și A''_1 , se poate realiza starcă efort-deformație omogen-cilindrică. De asemenea, se observă că în secțiunea de măsurare A'_1 se adaugă la deformația $u_{A'_1}$ citită în planul tronsonului 1 (plan median) deformațiile u_{D_3} și u_{C_2} pentru a obține amplitudinea maximă a curbei rezultante și anume deformația totală u_t . Valoarea acestei deformații totale:

$$u_t = u_{A_1} + u_{C_2} + u_{D_3},$$

este apropiată de valoarea deformației maxime (u_∞) obținute în cazul unui tronson cu lungimea infinit de mare. Se poate considera $u_t \approx u_\infty$.

Reiese că lungimea minimă a unui tronson de încărcare după suprafețe cilindrice necesare pentru obținerea unor stări omogen-cilindrice în secțiunea mediană de măsurare este de $3d$ (d fiind diametrul tronsonului).

Unul din calculele analitice a fost bazat pe studiul matematic prezentat de Kuntzmann în *Annales de l'Institut Polytechnique*, fascicula II nr. 1 1953. Prin completarea acestui studiu cu un alt studiu foto-elastic tridimensional pentru un gol cilindric într-un mediu infinit izotrop omogen și elastic (conducte cu pereți de grosime infinită) s-a stabilit că lungimea minimă a unui tronson cilindric de încărcare, în raport cu raza, este de $5d$. În zona mediană a unui astfel de cilindru, distribuția sarcinilor creează o stare omogen-cilindrică.

Din cele de mai sus rezultă că în vederea obținerii unei stări omogen-cilindrice în zona mediană este necesar să se aleagă pentru un tronson de încărcare o lungime minimă de $5d$.

b. Repartiția eforturilor unitare și deformațiilor în roca solicitată după suprafețe cilindrice

Repartiția eforturilor unitare în zona de distribuție omogen-cilindrică din câmpul de rocă sollicitat după suprafețe cilindrice este influențată de poziția axei longitudinale a golului, de structura rocii și deci de rezistențele la tracțiune și compresiune a masivului de rocă încercat. Rezultă că starea de deformație generală din câmpul de rocă sollicitat împarte acest câmp în zone de deformare diferite în funcție de structura rocii încercate.

În cazul rocilor moi și semitari (roci pelitice și detritice necimentate) solicitate la presiune prin găuri de foraj, L. Ménard stabilește cinci faze de comportare a rocii la starea de efort-deformare extinsă în cîmpul de solicitare. Succesiunea acestor faze este prezentată în fig. 2.22.

Comportarea rocii în ceea ce privește succesiunea acestor faze trebuie însă interpretată local, cu atît mai mult cu cît încercarea se efectuează în adîncime. Zonal, poate avea loc o astfel de succesiune în funcție de parametrii fizici ai rocii (coeziunea și unghiul de frecare internă) și de posibilitățile de expandare a dispozitivului de presare (presio-

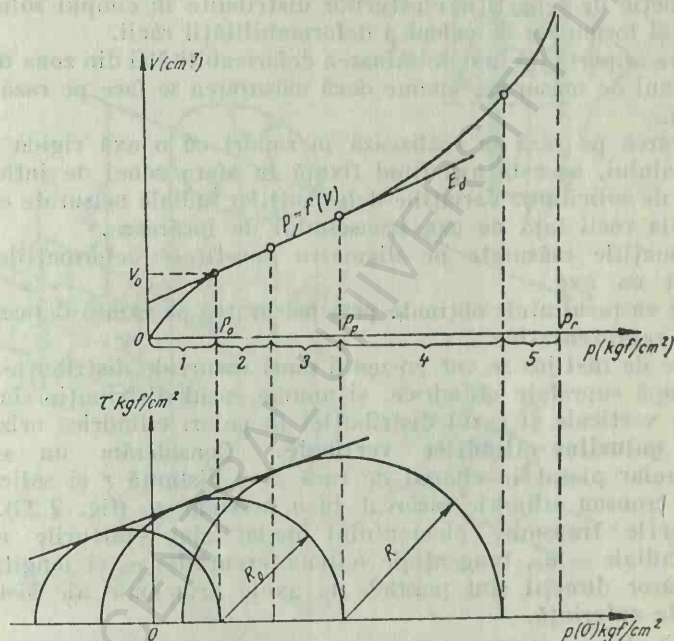


Fig. 2.22: Curba efort-deformare volumică și înfășurătoarea cercurilor lui Mohr pentru roci pelitice moi-semitari;

1 — faza de echilibru a stării inițiale; 2 — faza elastică; 3 — faza pseudo-elastică; 4 — faza plastică; 5 — faza marilor deformații (după Ménard).

metrul). Într-o rocă moale, de tipul argilelor moi, se vor putea semna în adîncimea cîmpului de solicitare pasivă fazele de comportare descrise de Ménard, după care în rocă tensorul eforturilor unitare reintră în echilibrul inițial (v. formulele 3.10).

În cazul rocilor tari și semitari (cunoscute și sub denumirea de roci stîlcoase) starea de efort-deformație din cîmpul de solicitare nu atinge

faza de rupere la presiunile curent folosite. Literatura de specialitate stabilește o singură fază de comportare a acestor roci atunci cînd rezistența la întindere a rocii este depășită de presiunea interioară, anume starea *elasto-plastică*. Această stare este datorită caracterului anizotrop al rocilor tari accidentate tectonic.

Dacă se consideră că ruperea rocii la aplicarea sarcinilor într-o gaură cilindrică se realizează prin depășirea rezistenței la tracțiune a acesteia, atunci faza elasto-plastică a acestor roci este corespunzătoare primelor patru faze descrise de Menard.

În funcție de repartiția eforturilor distribuite în cîmpul solicitat se stabilesc și formulele de calcul a deformabilității rocii.

O mare importanță în determinarea deformabilității din zona mediană are sistemul de măsurare, anume dacă măsurarea se face pe rază sau pe diametru.

Măsurarea pe rază se realizează în raport cu o axă rigidă plasată în axa golului, această axă fiind fixată în afara zonei de influență a cîmpului de solicitare. Variațiile deformațiilor radiale măsurate exprimă anizotropia rocii față de axa tronsonului de încărcare.

Deformațiile măsurate pe diametru constituie deformațiile medii în raport cu axa.

Reiese că rezultatele obținute prin măsurarea pe rază a deformațiilor sînt mai reprezentative.

În cele de mai jos se vor prezenta două cazuri de distribuție a eforturilor după suprafețe cilindrice, și anume cazul distribuției în goluri cilindrice verticale și cazul distribuției în goluri cilindrice orizontale.

Cazul golurilor cilindrice verticale. Considerăm un element spațial inelar plasat în cîmpul de rocă la o distanță r și solicitat de către un tronson cilindric încărcat cu o presiune p_i (fig. 2.23).

Eforturile transmise elementului inelar sînt eforturile normale unitare radiale — σ_r , tangențiale (circumferențiale) σ_θ și longitudinale σ_z , ale căror direcții sînt paralele la axele principale ale sistemului general de referință.

Într-un plan vertical ce trece prin axa golului cilindric se vor manifesta în zona mediană două eforturi unitare principale și anume: efortul longitudinal σ_z și un efort radial σ_r orizontal, redus în valoare în funcție de mărimea coeficientului lui Poisson μ . Deci $\sigma_z = \mu \sigma_r$.

Aplicînd relația efort-deformație din teoria elasticității în ipoteza comportării rocii ca un corp elastic izotrop și continuu, rezultă:

$$\varepsilon_r = \frac{1}{E} (\sigma_r - \mu \sigma_z) = \frac{1}{E} \sigma_r (1 - \mu^2) \approx \frac{\sigma_r}{E} \quad (2.22)$$

Dacă se aplică valorile obișnuite ale coeficientului lui Poisson reiese, din relația (2.22), că efortul unitar longitudinal σ_z poate fi neglijat în

calculul deformabilității masivului de rocă la stări de solicitare cilindrică. În acest fel, calculul se reduce la starea plană a eforturilor unitare în zona mediană a tronsonului de încărcare.

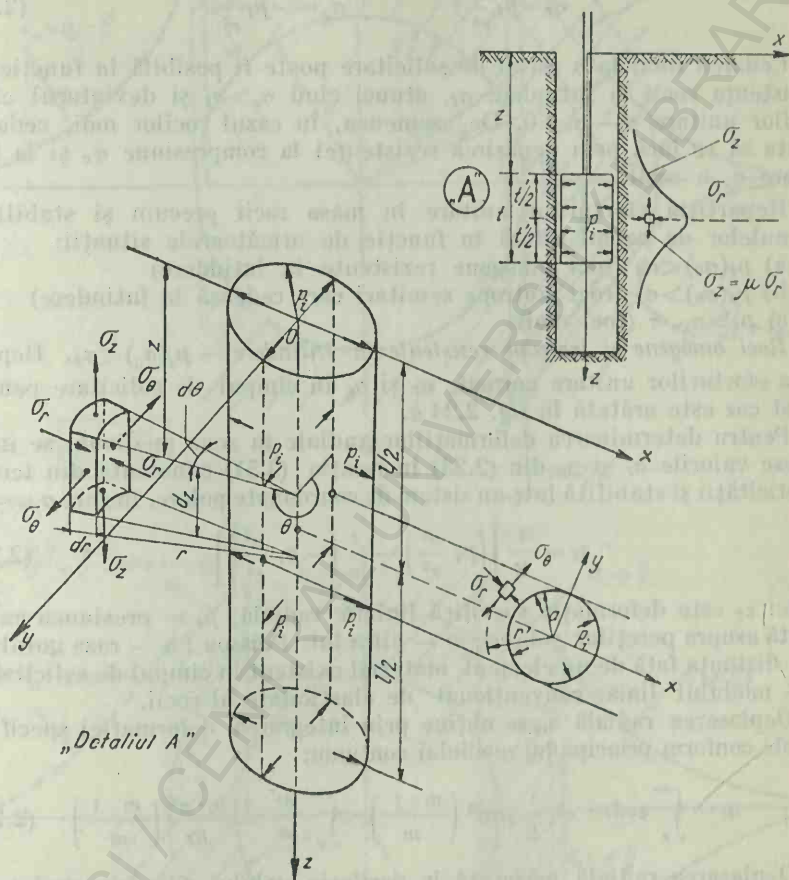


Fig. 2.23. Repartiția eforturilor unitare în rocă la presiuni exercitate în găuri cilindrice verticale.

Presupunem că roca din cîmpul median de solicitare este omogenă și izotropă, iar repartiția eforturilor unitare este similară cu cea existentă într-o placă infinită în care s-a practicat un gol circular. În această situație se aplică relațiile lui Föppl pentru o conductă cu pereții groși solicitată la presiuni interioare.

În secțiunea plană considerată, un același element situat la o aceeași distanță r de axa golului este solicitat de această dată numai de eforturile σ_r și σ_θ , ale căror valori sînt:

$$\sigma_r = p_i \frac{a^2}{r^2}; \quad \sigma_\theta = -p_i \frac{a^2}{r^2}. \quad (2.23)$$

Cedarea rocii la o astfel de solicitare poate fi posibilă în funcție de rezistența rocii la întindere σ_t , atunci cînd $\sigma_\theta > \sigma_t$ și deviatorul eforturilor unitare $\sigma_r - \sigma_\theta \neq 0$. De asemenea, în cazul rocilor moi, cedarea poate să se facă prin depășirea rezistenței la compresiune σ_c și la forfecare τ_f a rocii.

Repartiția eforturilor unitare în masa rocii precum și stabilirea formulelor de calcul diferă în funcție de următoarele situații:

- $p_i(\sigma_\theta) < \sigma_t$ (roci omogene rezistente la întindere)
- $p_i(\sigma_\theta) > \sigma_t$ (roci izotrope semitari care cedează la întindere)
- $p_i > \sigma_c$, τ (roci moi).

Roci omogene și izotrope rezistente la întindere — $p_i(\sigma_\theta) < \sigma_t$. Repartiția eforturilor unitare normale σ_r și σ_θ în câmpul de solicitare pentru acest caz este arătată în fig. 2.24 a.

Pentru determinarea deformațiilor radiale în zona mediană, se înlocuiesc valorile σ_r și σ_θ din (2.23) în relația (3.51) cunoscută din teoria elasticității și stabilită într-un sistem de coordonate polare, în care $\sigma_{y\alpha} = 0$:

$$\varepsilon_r = \frac{1}{E} \left[\left(p_i \frac{a^2}{r^2} \right) - \frac{1}{m} \left(-p_i \frac{a^2}{r^2} \right) \right], \quad (2.24)$$

unde: ε_r este deformația specifică liniară radială; p_i — presiunea exercitată asupra pereților golului; m — cifra lui Poisson; a — raza golului; r — distanța față de un element material existent în câmpul de solicitare; E — modulul liniar convențional de elasticitate al rocii.

Deplasarea radială u_r se obține prin integrarea deformației specifice radiale conform principiului mediului continuu:

$$u_r = \int_r^\infty \varepsilon_r dr = \frac{1}{E} p_i a^2 \left(\frac{m+1}{m} \right) \cdot \int_r^\infty \frac{dr}{r^2} = \frac{p_i \cdot a^2}{Er} \left(\frac{m+1}{m} \right). \quad (2.25)$$

Deplasarea radială măsurată la periferia golului cilindric cînd $r=a$ este dată de relația:

$$u_a = \frac{p_i a}{E} \left(\frac{m+1}{m} \right). \quad (2.26)$$

În cazul măsurării deplasărilor pe diametru (ΔD), conform fig. 3.32 avem:

$$\Delta D \approx 2 u_a = \frac{D p_i}{E} \left(\frac{m+1}{m} \right). \quad (2.26')$$

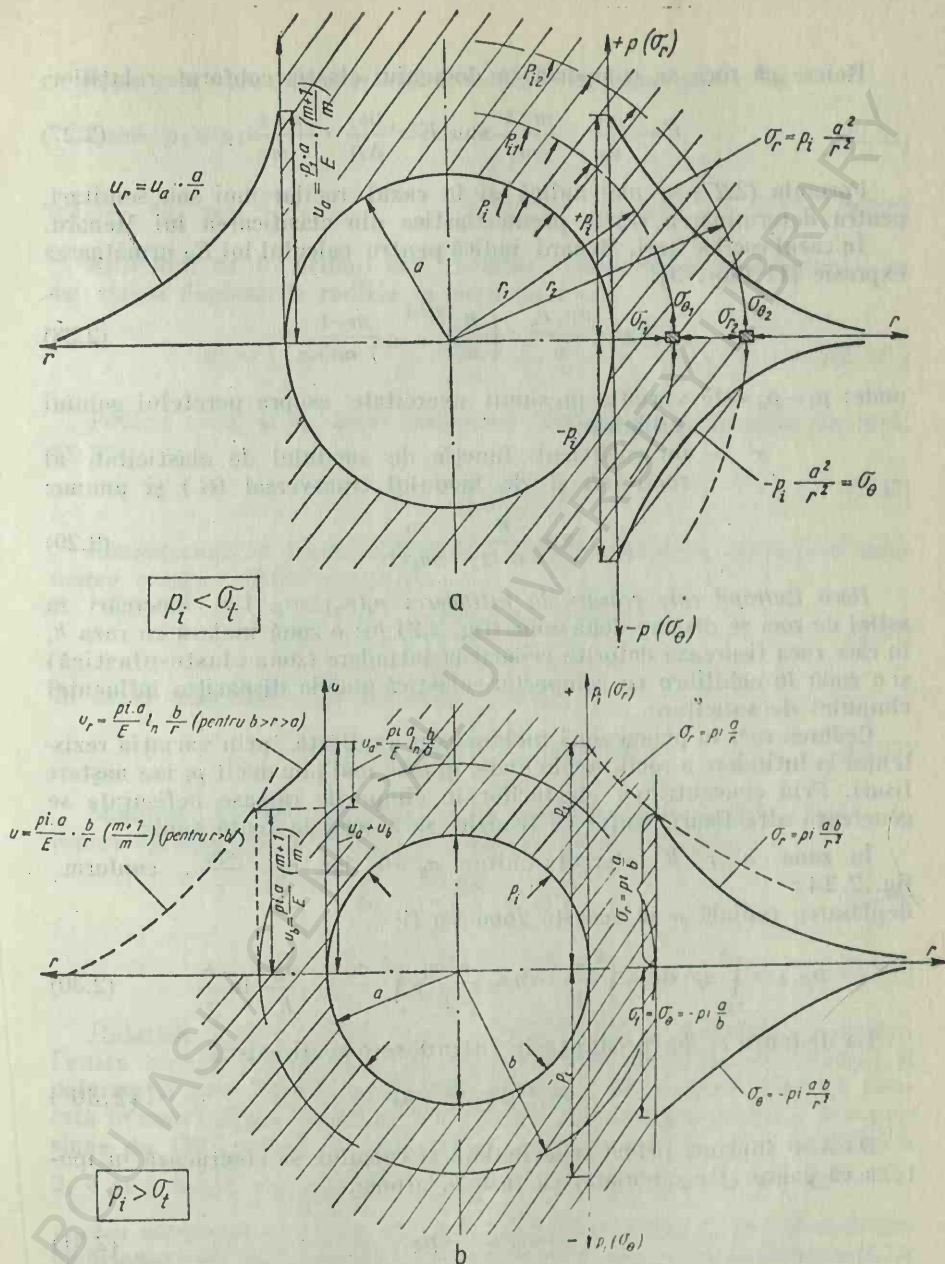


Fig. 2.24. Repartiția eforturilor unitare normale și a deplasărilor la sollicitări pasive după suprafețe cilindrice în găuri verticale:
a – cazul cînd $p_i < \sigma_t$; b – cazul cînd $p_i > \sigma_t$.

Reiese că roca se comportă în domeniul elastic conform relațiilor:

$$E = \frac{p_i a}{u_a} \cdot \frac{m+1}{m} \text{ sau } E = \frac{D p_i}{\Delta D} \cdot \frac{m+1}{m} \quad (2.27)$$

Formula (2.27) se mai aplică și în cazul rocilor moi sau semitari, pentru determinarea stării pseudoplastice din clasificarea lui Menard.

În cazul rocilor tari, Menard indică pentru calculul lui E_d următoarea expresie [11 Cap. 3]:

$$E_d = \frac{p_i - p_0}{u} \cdot \left(\frac{R}{30} \right)^{f(\infty)} \cdot \frac{m+1}{m}, \quad (2.28)$$

unde: $p_i - p_0$ este variația presiunii exercitate asupra peretelui golului cilindric;

α — un coeficient funcție de modulul de elasticitate al rocii (E) și de modulul transversal (G) și anume:

$$\alpha = \frac{E}{G \cdot 2} \cdot \frac{m}{m+1} \quad (2.29)$$

Rocă izotropă care cedează la întindere: $p_i(\sigma_0) > \sigma_t$. La încercări în astfel de roci se disting două zone (fig. 2.24 b): o zonă inelară cu raza b , în care roca fisurează datorită cedării la întindere (zona elasto-plastică) și o zonă în echilibru cu comportare elastică pînă la dispariția influenței cîmpului de solicitare.

Cedarea roci în prima zonă inelară este explicată prin variația rezistenței la întindere a rocii. Acolo unde σ_t este mai mic decît p_i iau naștere fisuri. Prin concentrarea eforturilor în cîmpurile rămase nefisurate se generează alte fisuri, astfel că fisurile se succed în toată zona:

În zona $a < r < b$, efortul unitar $\sigma_0 = 0$, iar $\sigma_r = \frac{a p_i}{r}$, conform fig. 2.24;

deplasarea radială u în această zonă va fi:

$$u_{a,b} = \int_r^b \varepsilon_r \cdot dr = \int_r^b \frac{\sigma_r}{E} \cdot dr = \frac{a \cdot p_i}{E} \int_r^b \frac{dr}{r} = \frac{p_i a}{E} \ln \frac{b}{r}. \quad (2.30)$$

La distanța $r=b$, rezistența la întindere a rocii este:

$$\sigma_t = \sigma_0 = \frac{a}{b} \cdot p_i \quad (2.30')$$

Dacă se suprimă prima zonă inelară și calculul se efectuează în ipoteza că gaura este circulară, cu raza b , atunci:

$$-\sigma_0 = \frac{a^2}{b^2} \cdot p_b, \quad (2.31)$$

unde p_b este valoarea presiunii exercitate la adîncimea $r=b$.

$$\text{Dacă } p_b = p_i \frac{a}{b} \quad (2.32)$$

$$\text{rezultă că } \sigma_r = \frac{p_i a b}{r^2} \quad (2.32')$$

Aplicînd, ca în primul caz, relația cunoscută efort-deformație, se determină deplasările radiale la periferia $r=b$:

$$u_b = \int_r^\infty \varepsilon_r dr = \frac{p_i a \cdot b}{E} \cdot \frac{m+1}{m} \cdot \int_r^\infty \frac{dr}{r^2} = \frac{p_i a b}{E r} \left(\frac{m+1}{m} \right). \quad (2.32'')$$

Pentru $r=b$, și în cazul măsurării deplasărilor în funcție de rază, avem:

$$u_b = \frac{p_i a}{E} \left(\frac{m+1}{m} \right). \quad (2.33)$$

Considerînd un modul constant, rezultă deplasarea totală prin însumarea relației (2.30) cu (2.33):

$$u_{tot} = \frac{p_i a}{E_d} \left(\frac{m+1}{m} + \ln \frac{b}{a} \right) \quad (2.34)$$

În cazul măsurărilor pe diametru, avem:

$$\Delta D = 2 \cdot \frac{p_i a}{E_d} \left(\frac{m+1}{m} + \ln \frac{b}{a} \right) \quad (2.35)$$

Modulele de deformare pe baza măsurării deformațiilor totale în raport cu raza sau pe diametru se calculează cu formulele:

$$E_d = \frac{p_i a \left(\frac{m+1}{m} + \ln \frac{b}{a} \right)}{u_{tot}} \quad (2.36)$$

$$E_d = \frac{p_i D}{u_{tot} \Delta D} \left(\frac{m+1}{m} + \ln \frac{b}{a} \right). \quad (2.36')$$

Relațiile 2.36 și 2.36' nu țin seamă însă de orientarea fisurilor. Pentru aceasta L.N.E.C. [33] a efectuat calculul stării de eforturi și deformații prin metoda integrării numerice într-o placă elastică fisurată în care s-a practicat o gaură cu $D_n 7,6$ cm, supusă periferic la o presiune de 100 kgf/cm^2 . Calculul a fost efectuat pentru cazul apariției a 2, 4 și 8 fisuri, de adîncimi conform raportului $\frac{a}{b}$ de 2, 4 și 8.

S-a constatat că media deformațiilor determinate prin calculul susmenționat este mai redusă cu cel mult 20% din valoarea deformațiilor

medii măsurate cu relațiile (2.34). De aici și aplicarea satisfăcătoare a relațiilor 2.36 și 2.36'.

Mărimea zonei fracturate se poate determina dacă se cunoaște rezistența la întindere a rocii. Dacă valoarea lui σ_t se cunoaște, atunci din relația (2.30'): $\sigma_t = \sigma_0 = p_i \frac{a}{b}$, reiese că:

$$b = p_i \cdot \frac{a}{\sigma_t} \quad (2.37)$$

În literatura de specialitate valoarea lui b este dată luându-se în considerare valoarea lui $\sigma_0 = \frac{a^2}{b^2} p_i$ [33].

$$\text{În acest fel, } b = \sqrt{\frac{p_i}{\sigma_t}} \cdot a. \quad (2.37')$$

Dacă rezistența la întindere a rocii nu se cunoaște, atunci mărimea lui b din relația (2.37) se înlocuiește în relația (2.36), observîndu-se că modulul de elasticitate este funcție de presiunea aplicată:

$$E = f(p) = \frac{p_i \cdot a}{u_{tot}} \cdot \left[\frac{m+1}{m} + \ln \sqrt{\frac{p_i}{\sigma_t}} \right]. \quad (2.38)$$

Dacă se consideră din relația 2.38 că adevărata valoare a lui σ_t este valoarea σ_t înmulțită cu n , atunci:

$$f(p) = E + \frac{p_i a}{u_{tot}} \cdot \ln \sqrt{\frac{1}{n}}. \quad (2.39)$$

Dîndu-se valori succesive lui σ_t se determină funcția $f(p)$ cu ajutorul deformărilor măsurate, obținîndu-se o familie de curbe. Valoarea lui σ_t va fi aceea corespunzătoare curbei pentru care funcția rămîne constantă.

Modulul E nu este de fapt modulul de elasticitate al rocii. În cazul rocilor cu o comportare asemănătoare materialelor cu caracter ecrusabil, cu deformare parțial reversibilă după descărcare, s-a convenit să se numească modulul de deformare E_d dreapta secantă care unește originea curbei $p = f(u)$ cu punctul maxim al curbei corespunzător deformății totale obținute la presiunea maximă finală (fig. 2.25).

Dreapta E (modulul de elasticitate) delimitează comportarea elastică față de cea plastică:

$$u_{tot} = u_{pl} + u_{el}. \quad (2.40)$$

În cazul rocilor cu comportare reversibilă la descărcare, elasticitatea practică este semnalată în faza încărcării, cînd se poate evidenția comportamentul elastic (fig. 2.26).

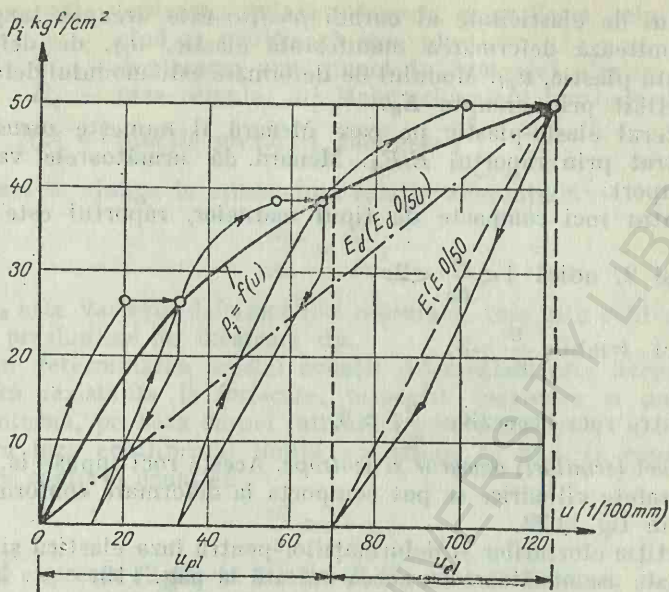


Fig. 2.25. Curba de deformare $p=f(u)$ pentru un material cu o comportare ecruisabilă.

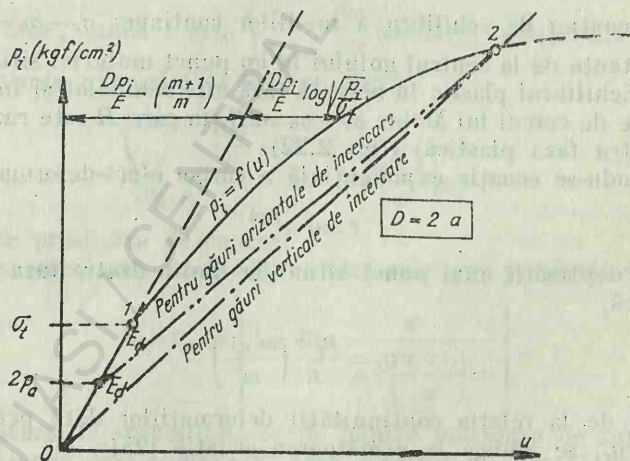


Fig. 2.26. Curba efort-deformare $p=f(u)$ pentru un material cu o comportare reversibilă la descărcare.

Modulul de elasticitate al curbei $p=f(u)$ este dreapta tangentă E care delimitează deformarea manifestată elastic, u_{el} , de deformarea manifestată plastic, u_{pl} . Modulul de deformare este modulul deformației totale definit prin dreapta E_d .

Caracterul elasto-plastic pe care Ménard îl numește *pseudo-elastic* este ilustrat prin raportul E/E_d . Ménard dă următoarele valori ale acestui raport:

— pentru roci compacte de tipul marnelor, raportul este cuprins între 1 și 2, adică $1 < \frac{E}{E_d} < 2$;

— roci friabile $\frac{E}{E_d} > 3$;

— pentru roci necoezive $\frac{E}{E_d} \approx 3$.

Roci moi (semilari) omogene și izotrope. Aceste roci supuse la presiuni după suprafețe cilindrice se pot comporta la deformare conform fazelor descrise în fig. 2.22.

Repartiția eforturilor și deformațiilor pentru faza elastică și pseudo-elastică este asemănătoare cu aceea arătată la pag. 115.

Modulul de elasticitate și deformabilitate (E și E_d) corespunzătoare acestor două faze se calculează cu formulele (2.27), (2.36) și (2.36').

În faza plastică de deformare, se consideră că presiunile se distribuie conform ecuației de echilibru a mediilor continue: $\sigma_r - \sigma_\theta = -r \frac{d\sigma_\theta}{dr}$, r fiind distanța de la centrul golului la un punct material situat în zona plastică. Echilibrul plastic în această fază este semnalat și în condițiile limită date de cercul lui Mohr: $\sigma_r - \sigma_\theta = 2R$ (în care R este raza cercului Mohr pentru faza plastică) (fig. 2.22).

Stabilindu-se ecuația exponențială a curbei efort-deformație

$$r = a \cdot e^{f(p)} \quad (2.41)$$

și ecuația deplasării unui punct situat la limita dintre faza plastică și cea elastică,

$$u_r = \frac{R_0 \cdot r}{E} \left(\frac{m+1}{m} \right) \quad (2.42)$$

și plecînd de la relația continuității deformațiilor dată prin expresia $a \cdot u_a = r \cdot u_r$, se ajunge la următoarea ecuație [25]:

$$u_a = \frac{a \cdot R_0 \cdot e^{2f(p)}}{E} \cdot \frac{m+1}{m}, \quad (2.43)$$

în care: u_a este deplasarea totală măsurată la periferia golului atunci
cînd se marchează faza plastică;

u_r — deplasarea unui punct în domeniul plastic;

R_0 — raza cercului lui Mohr echivalent fazei elastice;

$f(p)$ — funcția presiunii, care este $\int_{R_0+p_0}^p \frac{d\sigma_0}{2R}$.

În final se ajunge la următoarea relație diferențială:

$$\frac{du_a}{u_a} = \frac{dp}{R}, \quad (2.44)$$

unde du_a este variația deformațiilor măsurate, care este echivalentă cu variația presiunilor de încărcare dp .

Pentru determinarea acestei ecuații diferențiale este necesar să se stabilească rezistența la forfecare, respectiv coeziunea și unghiul de frecare internă, pe baza curbei intrinseci a cercului Mohr.

Pentru faza echilibrului limită s-a admis că roca se comportă la deformare conform ecuației:

$$\frac{u_a^2}{2} \approx r \cdot u_r. \quad (2.45)$$

Înlocuind expresia (2.42) în relația (2.45) aceasta devine:

$$\frac{u_a^2}{2} = \frac{R_0}{E} \cdot r^2 \left(\frac{m+1}{m} \right) \quad (2.46)$$

Dacă $r = ae^i$, unde i este $\int_{R_0+p_0}^{p_r} \frac{d\sigma_r}{2R}$ (conform relației 2.41), atunci, după rezolvarea expresiei (2.46), se obține:

$$\int_{R_0+p_0}^{p_r} \frac{d\sigma_r}{R} = \ln \frac{E}{2 \left(\frac{m+1}{m} \right) R_0} \quad (2.47)$$

unde p_r este presiunea de rupere.

Luîndu-se coeziunea $c = R = R_0$ rezultă mărimea presiunii de rupere:

$$p_r = p_0 + c \left[1 + \ln \frac{E}{2c \left(\frac{m+1}{m} \right)} \right] \quad (2.48)$$

În literatura de specialitate se dă pentru presiunea de rupere p_r și pentru presiunea care marchează faza plastică p_p , următoarea relație experimentală:

$$0,45 < p_p/p_r < 0,55. \quad (2.49)$$

Cazul golurilor cilindrice orizontale. Repartiția eforturilor unitare și a deformațiilor în câmpul de rocă solicitat pasiv este modificată în acest caz de către sarcinile active date de către eforturile interioare ale masivului de rocă dezechilibrat în zona excavației. Mărimea sarcinilor active poate fi estimată în funcție de considerarea repartiției lor în masa rocii. După ipoteza lui Kuhn, repartiția este neuniformă (nehidrostatică) când presiunea litologică $\sigma_1 = \sigma_{gz} = p_a = \gamma a h$, iar presiunile laterale (date de ecuațiile 3.10) sînt reduse funcție de mărimea coeficientului presiunii laterale $K = f(u)$.

După ipoteza lui Heim, repartiția sarcinilor active în masa rocii este uniformă (hidrostatică) și dată de mărimea p_a . Sarcinile active vor genera în câmpul de rocă, după excavarea golului cilindric, eforturi unitare normale tangențiale (σ_{0a}) ce vor solicita roca la întindere. Valorile acestor eforturi, conform ecuației (3.48), sînt funcție de mărimea coeficientului lui Poisson μ al rocii. Valoarea maximă va fi dată în cazul stării hidrostatice, atunci cînd $m=2$ și $\mu=0,5$, iar

$$\sigma_{0a} = p_a \left(1 + \frac{a^2}{r^2} \right) \quad (2.50)$$

Reiese că efortul unitar tangențial σ_{0a} dat de sarcinile active și care la marginea golului ($r=a$) are o valoare egală cu de două ori sarcina litostatică ($\sigma_{0aa}=2p_a$), se va suprapune stării de eforturi tangențiale σ_{0p} din câmpul de solicitare al încărcării golului (p_i).

Rezultă că roca din jurul golului orizontal se va comporta în funcție de valoarea rezistenței la tracțiune (întindere) σ_t și de valorile ambelor sarcini la care este supusă. Se vor putea distinge două situații:

- cînd golurile de încercare sînt situate la adîncime și cînd datorită sarcinilor litostatice eforturile unitare tangențiale σ_{0a} sînt mari;
- cînd golurile de încercare sînt situate la suprafață, iar valorile eforturilor unitare tangențiale sînt mai reduse.

Rocă izotropă elastică situată la adîncimi mari. Pentru acest caz se consideră că presiunea interioară exercitată pe peretele unui gol cilindric orizontal nu întrece valoarea efortului unitar tangențial dat de către sarcinile litostatice rezultînd că $p_i < 2p_a$. Cedarea rocii din câmpul solicitat va depinde numai de rezistența la întindere a rocii σ_t . Se poate întîmpla însă ca roca de la periferia golului să aibă o rezistență la întindere $\sigma_t > 2p_a > p_i$ (cazul rocilor tari nefisurate).

Efortul unitar normal tangențial ce va solicita roca la întindere va fi cel rezultat din suma $\sigma_{0a} + (-\sigma_{0p})$, deci nu va fi capabil să fractureze roca. Această situație este arătată în fig. 2.27 a, de unde se vede că valoarea lui σ_{0a} la periferia golului de încercare este $2p_a$ ($\sigma_{0aa}=2p_a$), reducîndu-se în adîncime pînă la valoarea p_a . De asemenea, curba σ_{0p} , care la periferia golului are valoarea $-p_i$ se reduce în adîncime la zero.

Aceste situații pot fi întâlnite în zonele superficiale, unde rocile prezintă un grad mărit de fisurare.

Pentru determinarea modulelor de elasticitate și de deformare și în cazul în care rezistența la întindere a rocii este mare (nu apar zone de fisurație în rocă în timpul încercării), se poate folosi formula (2.27).

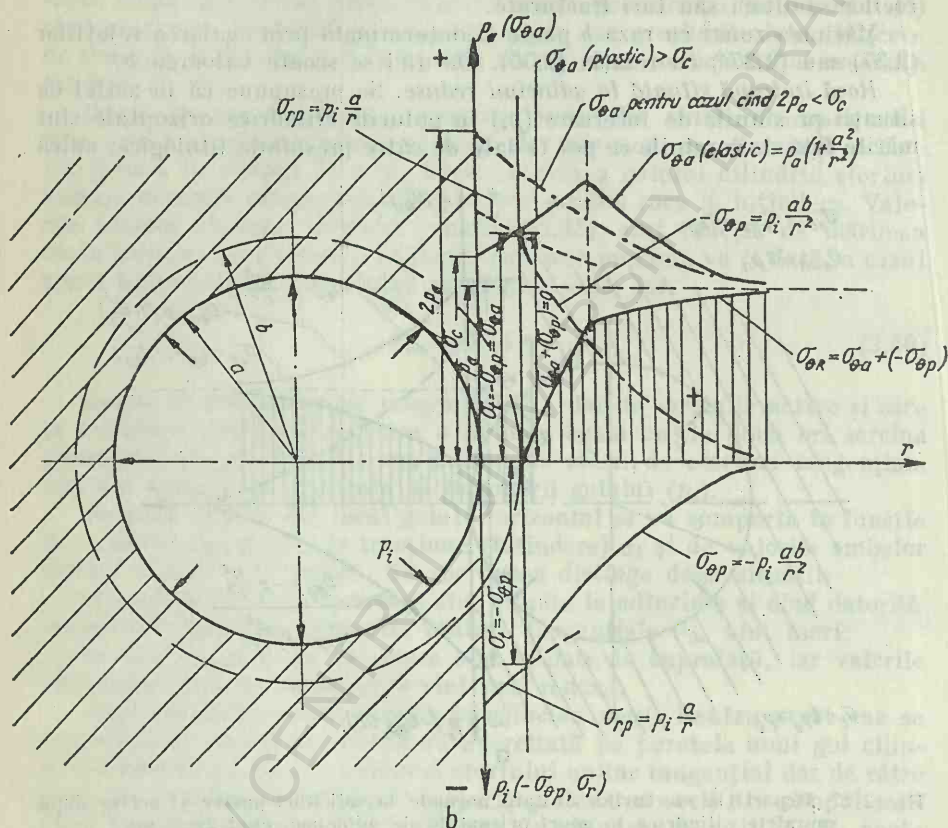


Fig. 2.27. Reparația eforturilor unitare normale la solicitări pasive și active după suprafețele cilindrice în găuri orizontale de adâncime, cînd $2p_a > p_i$

b — cazul cînd $p_i > \sigma_t > 2p_a$ și $\sigma_c < \sigma_{0a}$.

Atunci cînd în urma încercărilor efectuate apar zone de fisurație se folosește formula (2.38), adăugîndu-se la valoarea rezistenței la tracțiune a rocii și efortul unitar tangențial maxim, adică $\sigma_{0aa}[\sigma_t + (-2p_a)]$.

Dacă se cunoaște σ_t se determină raza b și apoi modulul de deformare, cu ajutorul relațiilor (2.36) sau (2.36').

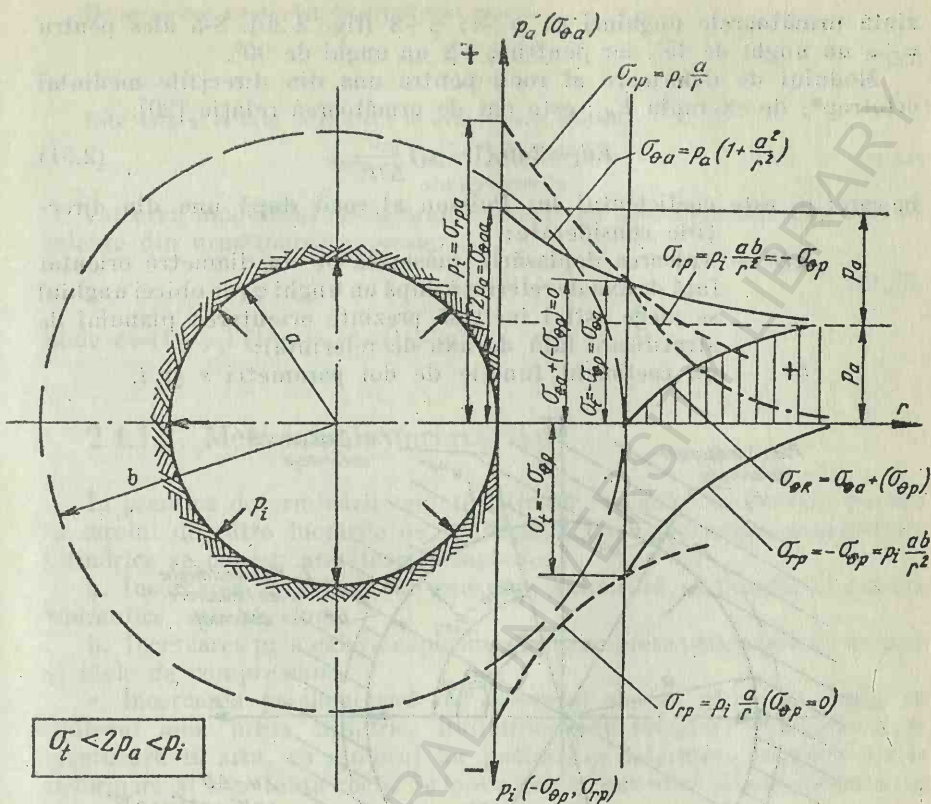


Fig. 2.28. Repartiția eforturilor unitare normale la solicitări active și pasive după suprafețe cilindrice în găuri orizontale de adâncime redusă $p_i > 2p_a$.

e. Determinarea deformabilității în roci ortotrope

Deseori încercările pe suprafețe cilindrice orizontale sau verticale se efectuează în roci stratificate cu proprietăți mecanice ortotrope. Este normal să se considere că modulul de deformare este diferit pe două direcții principale și anume: în direcția planului de stratificație și perpendicular pe acesta. Stabilind funcția eforturilor unitare în secțiunea de măsurare a unui gol cilindric excavat într-o rocă ortotropă și adoptând un sistem de referință în coordonate polare, T. Kawamoto a rezolvat această funcție pentru cazul măsurării deformațiilor după trei diametre [20]. Orientările celor trei diametre față de axa de referință pre-

zintă următoarele unghiuri φ ; $\varphi + \alpha$; $\varphi + \beta$ (fig. 2.29). S-a ales pentru $\varphi + \alpha$ un unghi de 45° , iar pentru $\varphi + \beta$ un unghi de 90° .

Modulul de deformare al rocii pentru una din direcțiile mediului ortotrop*, de exemplu E_{d1} , este dat de următoarea relație [20]:

$$Ed_1 = 2ap_i(1 + \mu_1) \frac{U}{\Delta D^\varphi} \quad (2.51)$$

în care: μ_1 este coeficientul lui Poisson al rocii după una din direcțiile considerate;

ΔD^φ — valoarea deplasării, măsurată pe un diametru orientat față de axa de referință după un unghi φ (de obicei unghiul se alege astfel încât să prezinte orientarea planului de stratificare față de axa de referință);

U — un coeficient funcție de doi parametri s și t .

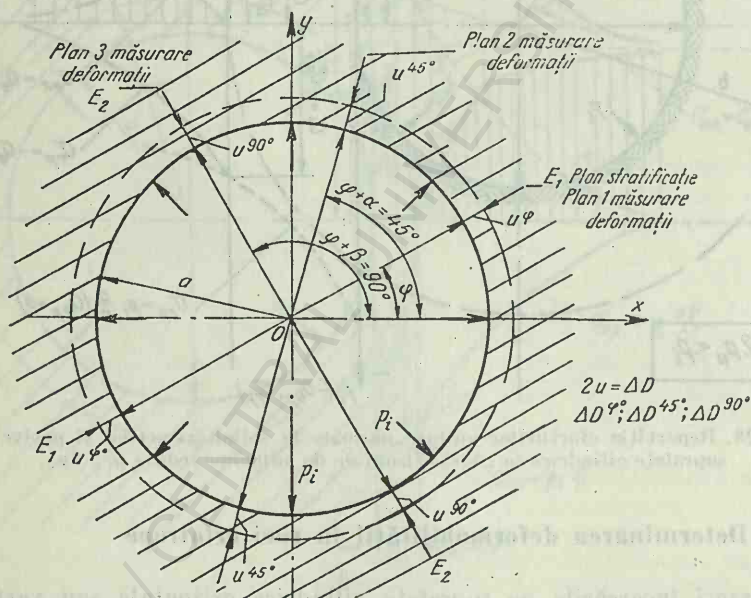


Fig. 2.29. Măsurarea deformațiilor într-un mediu ortotrop după diametrele 1, 2 și 3.

Valoarea s este dată de raportul deformațiilor măsurate pe diametrele orientate cu 45° și φ° față de axa de referință:

$$s = \frac{\Delta D \text{ la } 45^\circ}{\Delta D \text{ la } \varphi^\circ} \quad (2.52)$$

* Mediile ortotrope sînt acele medii în care parametrii fizico-mecanici variază după două direcții perpendiculare preponderente.

De asemenea t este dat de următorul raport:

$$t = \frac{\Delta D \text{ la } 90^\circ}{\Delta D \text{ la } \varphi^\circ} \quad (2.53)$$

Este dată și relația între s și t în următoarea ecuație:

$$t = \frac{(2s-1) \cos 2\varphi + \sin 2\varphi}{\sin 2\varphi + \cos 2\varphi} \quad (2.54)$$

Valoarea modulului de deformare după cea de a doua direcție se calculează din următoarea expresie:

$$e = \frac{E_1}{E_2}, \quad (2.55)$$

unde $e = (1 - \mu_1) (1 + t) \cdot U - (1 + 2\mu_1)$.

2.4.1.2. Metodologia încercărilor

În practica determinării caracteristicilor mecanice ale rocilor, supuse la sarcini de către lucrările de construcții, după procedeul suprafețelor cilindrice se cunosc următoarele metode:

a. Încercarea în galerii sub presiune hidrolică, denumite și camere hidrolice sub presiune.

b. Încercarea prin galerii experimentale, cu prese plate radiale, numite și inele de compresiune.

c. Încercarea presiometrică de laborator sau în găuri de foraj, cu ajutorul unor prese cilindrice hidrolice (dilatometre). Încercările se efectuează în situ, cu ajutorul lor putându-se determina comportarea la deformare și rezistența rocii. Se pot efectua încercări și în laborator cu un anumit tip de presiometru (Ménard).

Încercarea deformabilității rocilor prin galerii hidrolice (camere de presiune) se folosește curent în practica încercărilor pentru dimensionarea lucrărilor subterane hidrotehnice [28]. Acest procedeu, deși oferă posibilitatea estimării reale a modulului de deformabilitate, fiind efectuat la scara 1:1, este totuși costisitor.

În cele ce urmează se vor descrie tipurile de încercare de la punctele b și c.

a. Încercări în galerii experimentale cu prese plate radiale

Acest tip de încercare se face pentru determinarea deformabilității masivului de rocă în vederea dimensionării corecte (calculul de stabilitate) a cămășuielilor de beton de la galeriile de aducțiune și de fugă și a

blindajelor de oțel de la conductele forțate (de înaltă presiune) din cadrul construcțiilor hidrotehnice.

Aplicarea încercărilor în galerii experimentale este preferată datorită faptului că distribuția eforturilor în masa rocii fiind cilindrică este asemănătoare cu distribuția dată de către construcțiile menționate. Rezultă că la aceeași încărcare se poate obține aceeași deformare pentru o aceeași rocă, dacă diametrul galeriei de încercare este cit mai apropiat de acela al construcției. Acest fapt constituie un mare avantaj, deoarece în condiții omotetice de distribuție a eforturilor se exclud o parte din erorile pe care le introduc formulele clasice cu care se determină modulul de deformare pentru cazul unui mediu ideal omogen și izotrop. În adevăr, masivul de rocă este departe de a oferi astfel de condiții, fiind un mediu anizotrop în care parametrii de calcul al modulului de deformare, cum sînt μ (coeficientul lui Poisson), σ_t (rezistența la tracțiune), p_i (presiunea de încercare) variază în funcție de direcția și mărimea sarcinilor aplicate.

Reiese că valorile modulelor de deformare determinate sînt echivalente modulului corespunzător unui mediu ideal, izotrop, cu aceeași deformare.

Principii și formule de calcul. Metoda constă în încărcarea pereților unei galerii cilindrice experimentale săpate în masivul de rocă, pe o lungime modul (redușă), cu ajutorul unor prese plate radiale. Presiunea, cu o valoare echivalentă celei folosite în lucrările hidroenergetice amintite, este transmisă rocii prin intermediul unei căpușeli de beton sau de oțel, iar preșele plate radiale se sprijină pe cîntre metalice sau de lemn.

Încercarea se mai poate efectua și într-o galerie experimentală în care s-a construit o cămășuială cu dimensiunile de exploatare prezumate. În acest fel, deformabilitatea determinată este suma deformabilității cămășuiei și a rocii.

Deformațiile măsurate ale rocii sau ale mediului cămășuială-rocă se folosesc la calculul modulului de deformare și deci la calculul static de dimensionare a cămășuieiilor.

Acest tip de încercare a fost inițiat în Jugoslavia de către Lazarevic (presa radială tip Lazarevic) și descris de către Kujundzic [21]. Procedul a fost îmbunătățit în Austria, prin folosirea preselor radiale de tip TIWAG [22, 36, 37], iar apoi perfecționat în România prin folosirea preselor plate radiale tip ISPH (procedeu brevetat) [11].

Din fig. 2.21 se observă că pentru obținerea deformăției totale, echivalentă presiunilor maxime de exploatare care creează starea omogen cilindrică în zona mediană a unei galerii de încercare de lungime minimă $L=6a$ (a fiind raza galeriei), este suficient să se măsoare deformațiile obținute în planele A'_1 (sau A''_1 care poate servi ca element de control al stării omogen-cilindrice), C_1 și D_1 .

Conform demonstrației din figură, rezultă că deformațiile u_{C2} și u_{D3} , corespunzătoare curbelor trasate pentru tronsoanele 2 și 3, se adaugă la deformația u_{A1} , obținându-se deformația maximă $u_t = u_{C2} + u_{D3} + u_{A1}$. Dacă $u_{C2} = u_{C1}$ și $u_{D3} = u_{D1}$, reiese că deformația totală $u_t = u_{C1} + u_{D1} + u_{A1}$.

Metoda de încercare în galerii experimentale de tip TIWAG consideră că nu este necesară alegerea unui tronson de încercare cu lungime minimă de $5d$, ci numai de $1d$.

Pe baza determinărilor matematice, luând o rocă cu elasticitate ideală, Dr. Tremmel a obținut pentru un tronson cu lungimea $L = 2a$ o deformație maximă (u_t) la presiunea p_i care reprezintă 72% din deformația maximă a unui tronson cu lungimea de încărcare infinită.

În măsurători efectuate cu instalația TIWAG s-a obținut, în cazul unui tronson scurt de încărcare ($L \approx 2a$), o deformație maximă (u_t) ce reprezintă 93% din deformația u_∞ .

Rezultă că valoarea u_∞ reprezintă aproximativ deformația măsurată în planul A_1 al unui tronson scurt de încercare, la care se adaugă circa zece procente din aceeași valoare ($u_t = u_{A1} + 0,10 u_{A1}$).

Pentru o dimensionare corectă a cămășuielilor lucrărilor hidrotehnice, problema se pune în ce condiții pot fi folosite datele măsurătorilor de deformabilitate obținute într-o galerie experimentală cu raza mai mică decât a galeriilor de exploatare. Presupunind, pentru simplificare, o rocă omogenă, izotropă și rezistentă la întindere, rezultă din fig. 2.24 că la o presiune egală, eforturile normale unitare tangențiale și radiale rămân aceleași la periferia golului, variind numai în adâncimea rocii.

Dacă u_{a1} și u_{a2} sint deplasările radiale măsurate în galeria experimentală și respectiv în galeria de exploatare, rezultă caracterul constant al raporturilor:

$$\frac{u_{a1}}{a_1} = \frac{u_{a2}}{a_2}, \quad (2.56)$$

unde a_1 este raza galeriei experimentale, iar a_2 — raza galeriei de exploatare.

Înlocuind valoarea lui u_{a2} din (2.56) în relația (2.27) pentru a determina modulul de elasticitate în cazul galeriei de exploatare cu raza a_2 , se obține:

$$E_2 = \frac{p_i a_2 a_1}{u_{a1} \cdot a_2} \cdot \frac{m+1}{m} = \frac{p_i a_1}{u_{a1}} \cdot \frac{m+1}{m} = E_1. \quad (2.57)$$

Modulul fiind același, curba de deformabilitate $p = f(u)$ va putea fi extrapolată pentru galeria de exploatare, prin recalcularea deplasărilor u_{a2} măsurate în funcție de raportul razelor $\frac{a_1}{a_2}$, conform relației (2.56).

Dacă rezistența la întindere a rocii este mai redusă, atunci curba $p = f(u)$ obținută va putea fi extrapolată pentru galeria de exploatare, deoarece raportul $\frac{b}{a}$ din relația (2.36) și fig. 2.24 *b* este constant:

$$\frac{b_1}{a_1} = \frac{b_2}{a_2} = \frac{p_i}{\sigma_t} = \text{constant}, \quad (2.58)$$

unde b_1 și b_2 sînt razele inelelor fracturate ale galeriei experimentale și respectiv galeriei de exploatare.

Extrapolarea se face tot prin recalcularea deplasărilor în raport cu razele.

În cazul cînd presiunea p_{i2} în galeria de exploatare este mai mare decît presiunea maximă p_{i1} în care s-a efectuat încercarea, pot exista două situații: 1) atunci cînd rezistența la întindere a rocii $\sigma_t < p_{i2}$; 2) cînd $\sigma_t > p_{i2}$. În primul caz, deplasările se recalculează proporțional cu p_{i2} , iar în cel de al doilea caz modulul de deformare E_2 folosit la calculul dimensionării galeriei de exploatare se recalculează conform formulei 2.36. În cazul al doilea, este necesar să se calculeze mai întîi inelul fracturat de rocă, deci raza b . Aceasta este posibil dacă se cunoaște rezistența la tracțiune a rocii și respectiv presiunea activă, conform relațiilor (2.37) sau (2.37') și (2.50). Pentru acest motiv este indicat ca încercările să se facă cu presiunea maximă ce va fi folosită în faza de exploatare.

Cele de mai sus sînt valabile numai în cazul unei roci omogene și izotrope. Pentru cazul în care roca încercată prezintă o comportare elasto-plastică, G. Seeber a calculat deplasările radiale u cu ajutorul relației (2.26), introducînd pentru $E = E_a$ o funcție și anume [37]:

$$E_a = A - B\sigma_{(\theta,r)}.$$

După integrare, se ajunge la următoarea expresie:

$$u_a = \frac{m+1}{m} \cdot \frac{a \cdot \sqrt{p_i}}{\sqrt{AB}} \cdot \text{arc ctg} \frac{1}{\sqrt{\frac{B}{A} p_i}}. \quad (2.59)$$

Reiese că în cazul rocilor elasto-plastice deplasările nu mai sînt proporționale cu presiunea, de unde se poate trage concluzia că deplasările se pot recalcula în funcție de raportul razelor $\frac{a_1}{a_2}$ (acestea fiind proporționale cu deplasările), dar nu și în raport invers cu presiunile.

De menționat este faptul că încercările fiind omotetice cu construcția, determinarea coeficientului lui Poisson nu prezintă o importanță deosebită.

Pentru cazul în care zona periferică a galeriei de exploatare este deranjată datorită lucrărilor de excavare, H. Link dă următoarea formulă de calcul:

$$E_d = \frac{p_i \cdot a}{u_a} \left(\alpha \cdot \ln \frac{r_e}{a} + \ln \frac{b}{r_e} + \frac{m+1}{m} \right), \quad (2.60)$$

unde α este raportul dintre compresibilitatea rocii fracturate și compresibilitatea rocii nefracturate, iar r_e — raza exterioară a zonei deranjate.

În cazul determinărilor pe cămășuieli de beton sau blindaje de oțel se determină cota parte din presiunea care o preia roca și presiunea pe care o preia cămășuiala, conform relației:

$$p_{i \max} = p_{r \max} + p_{c \max}, \quad (2.61)$$

în care: $p_{i \max}$ este presiunea maximă de exploatare, $p_{r \max}$ — cota parte din presiunea preluată de rocă, iar $p_{c \max}$ — cota parte din presiunea preluată de cămășuială.

Dacă rezistența la tracțiune a rocii $\sigma_t > p_{i \max}$, atunci

$$p_{r \max} = \frac{u_r}{a} \cdot E_r \cdot \frac{m_r}{m_r + 1}. \quad (2.62)$$

Presupunînd că deplasările cămășuielii sînt asemănătoare cu ale rocii $\left(\frac{u_r}{a} = \frac{u_c}{a} \right)$ și știind că:

$$\frac{u_c}{a} = \frac{\sigma_{\text{căm}}}{E_c \cdot \frac{m_c^2}{m_c^2 - 1}}, \quad (2.63)$$

rezultă valoarea lui $p_{r \max}$:

$$p_{r \max} = \frac{E_r \cdot \frac{m_r}{m_r + 1}}{E_c \cdot \frac{m_c^2}{m_c^2 - 1}} \sigma_{\text{căm}}, \quad (2.64)$$

unde: E_c , m_c , u_c sînt respectiv modulul de elasticitate al rocii, numărul lui Poisson și deplasarea cămășuielii;

E_r , m_r , u_r sînt respectiv modulul de deformare al rocii, cifra lui Poisson și deplasările rocii;

$\sigma_{\text{căm}}$ este rezistența la tracțiune a cămășuielii.

Dacă intervine în timpul încercării și o deplasare echivalentă golului dintre cămășuială și rocă (u_0), atunci relația (2.62) devine:

$$p_{r \max} = \frac{E_r \cdot \frac{m_r}{m_r + 1}}{E_c \cdot \frac{m_c^2}{m_c^2 - 1}} \left(\sigma_{\text{căm}} - \frac{u_0}{a} \cdot E_c \cdot \frac{m_c^2}{m_c^2 - 1} \right). \quad (2.65)$$

Rezistența la întindere a cămășuielii $\sigma_{t \text{ căm}}$ și cota parte din presiunea preluată de cămășuială $p_{c \text{ max}}$, sînt date de următoarele relații:

$$\sigma_{t \text{ căm}} = \frac{u_r}{a} \cdot \frac{E_c}{1 - \mu_c^2}; \quad (2.66)$$

$$p_{c \text{ max}} = \frac{E_c}{1 - \mu_c^2} \cdot \frac{u_r}{a} \cdot \frac{l}{a}, \quad (2.67)$$

unde $\frac{l}{a}$ este grosimea relativă a cămășuielii.

În cazul încercărilor pe cămășuieli de beton sau oțel, deformabilitatea rocii se poate determina printr-un procedeu grafo-analitic. Un astfel de procedeu a fost aplicat de către G. Seeber, care pe baza curbelor caracteristice efort-deformație a cămășuielii și a rocii măsurată

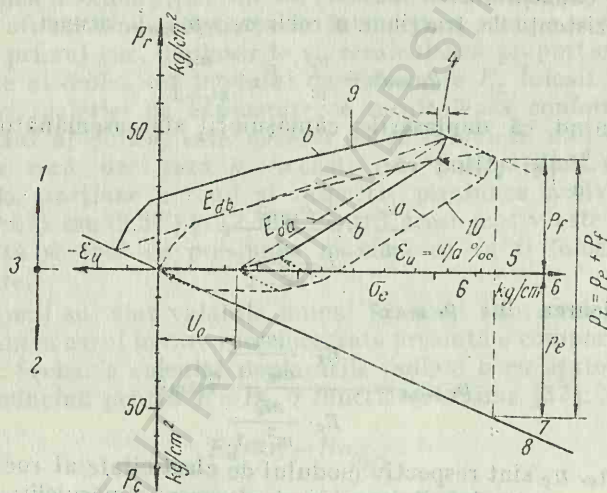


Fig. 2.30. Diagrama de dimensionare a unui blindaj de oțel și de determinare a deformabilității rocii (după G. Seeber):

1 — presiunea cotă-parte rocă (p_r); 2 — presiunea cotă-parte cămășuială (p_c); 3 — presiunea de încercare (p_i); 4 — deformația sub încercare constantă; 5 — abscisa deformațiilor relative; 6 — rezistențele admisibile ale blindajului; 7 — grosimea relativă a peretelui blindajului; 8 — linia de efort-deformație a blindajului; 9 — curba efort-deformație necorectată (b) a rocii obținută din măsurători; 10 — curba efort-deformație corectată (a).

în situ, a întocmit grafice de dimensionare. Cu ajutorul acestor grafice se poate determina cota parte de deformabilitate a rocii, grosimea cămășuielii sau alți parametri ceruți. Un exemplu de grafic pentru determinare este dat în fig. 2.30.

Procedeul de măsurare. În vederea executării încercărilor, se excavă, în locul unde urmează să traverseze galeria de exploatare, o galerie experimentală pe o lungime ce nu înrece de două ori raza.

În procedeul TIWAG se folosește o galerie de încercare cu un diametru circular de 2,5 m și lungimea de 2 m (fig. 2.31). Se toarnă o căptușală de beton torcretat 1, cu o grosime de 15 cm, cu formă poligonală la interior, pe care se sprijină radial 16 prese plate hidraulice 2. Presele au o lungime de 1,9 m și o lățime de 0,38 m, cu o formă plată care permite o deformare radială limitată. La interior presele se sprijină pe dulapi de lemn 3, iar aceștia la rîndul lor se sprijină pe cintre metalice 4, ce pot fi montate în loc prin articulații speciale. În interspațiul preselor se plasează tijele speciale 5, încastrate la capătul exterior în rocă, iar la interior avînd montate microcomparatoare 6, ca în figură. Microcomparatoarele ce măsoară deformarea radială a rocii sînt susținute prin intermediul unor sirme întinse cu resorturi ce sînt fixate la o conductă centrală 7. Capetele exterioare ale tijelor de măsură sînt încastrate în rocă în mod uniform pe un cilindru cu diametrul de 2,8 m, care corespunde profilului mediu excavat. Conducta metalică centrală în raport cu care se măsoară deformățiile radiale ale rocii (măsurarea se face la nivelul capetelor exterioare ale tijelor) este susținută pe doi stîlpi 8. Aceștia sînt montați în afara galeriei de experimentare, în zona neinfluențată de presiuni.

Procedeul prezintă avantajul că măsoară deformabilitatea rocii pe rază, ceea ce creează posibilitatea unei determinări mai reale a anizotropiei. Prin pomparea sub presiune a apei de către un distribuitor de presiune 9 de la o pompă manuală hidraulică 10 în presele radiale 2, acestea provoacă o deformare cilindrică a rocii în planele de măsură D și E și o deformabilitate parabolică în planurile de măsură $CBAO$, tinzînd către O în dreptul stîlpilor de susținere.

Presiunea realizată cu acest procedeu se ridică pînă la 90 atm, corespunzător unei sarcini pe rocă la diametrul de măsurare de circa 60 atmosfere. Deplasările pe diametru nu întrec 4 mm, iar lungimea teoretică de încărcare a preselor este de 1,75 m.

Procedeul perfecționat I.S.P.H. aduce o serie de îmbunătățiri procedeului TIWAG [10]. Acest procedeu și-a propus să îmbunătățească sistemul de distribuție a eforturilor în cîmpul solicitat al rocii, pentru a asigura o stare mai omogen cilindrică în zona mediană. De asemenea, ținînd seamă de comportamentul elasto-plastic al rocilor din majoritatea structurilor întîlnite (în special formațiunile de șisturi) procedeul I.S.P.H. a avut drept scop să mărească capacitatea de expandare cilindrică, pentru măsurarea unor deplasări radiale mai mari. Astfel a fost

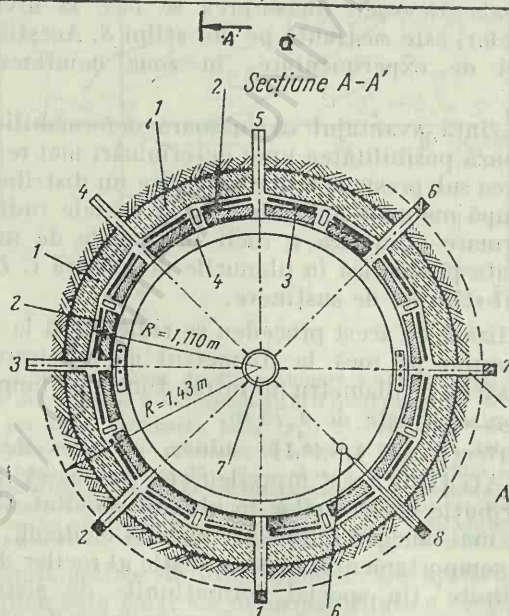
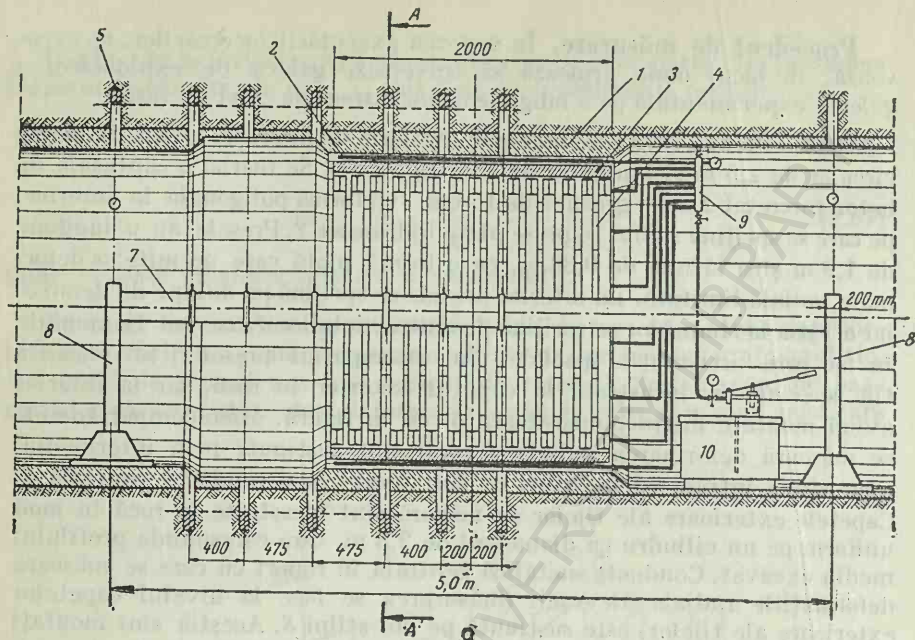


Fig. 2.31. Galerie experimentală cu prese plate radiale de tip TIWAG:
 α — secțiune longitudinală ; A — secțiune transversală.

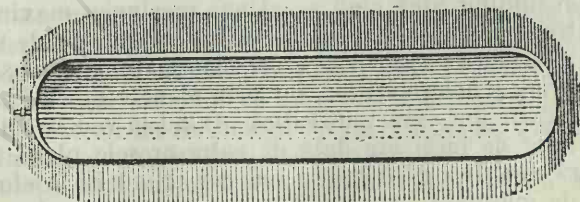


Fig. 2.32 a. Presă
plată radială tip
ISPH.

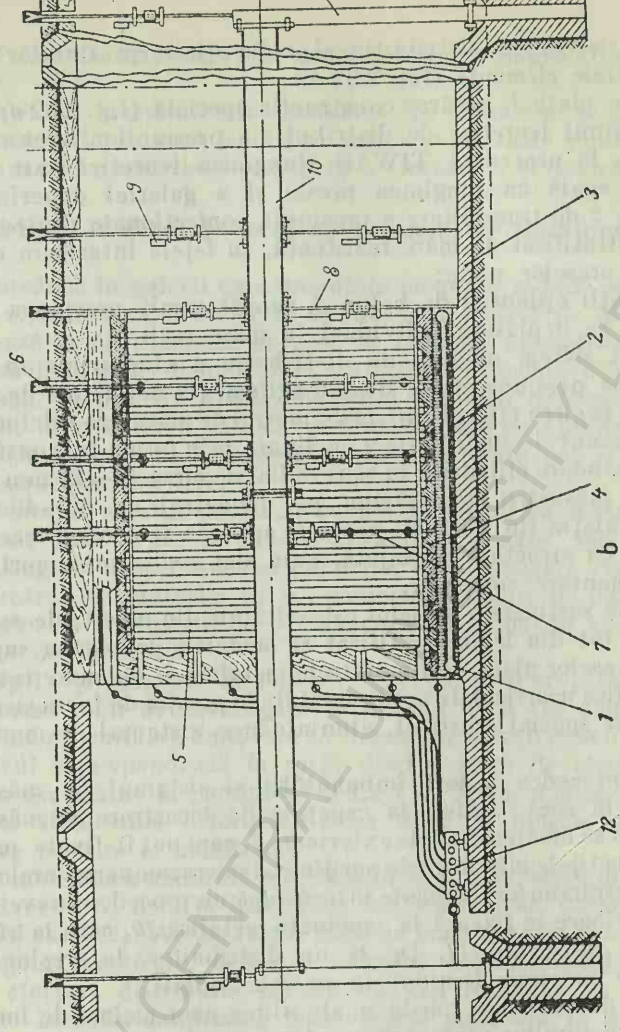


Fig. 2.32 b. Galerie experimentală cu prese plate radiale de tip ISPH.

realizat un sistem de distribuție și repartitie a presiunilor alcătuit din următoarele elemente (fig. 2.32 b):

— preșele plate 1, a căror construcție specială (fig. 2.32 a) permite mărirea lungimii teoretice de distribuție a presiunilor, ceea ce nu se poate realiza la procedeul TIWAG (lungimea teoretică este 1,93 m, aproximativ egală cu lungimea presei și a galeriei experimentale);

— plăcile 2 de transmitere a presiunii, confecționate dintr-un material lemnos stratificat de mare rezistență, cu fețele interioare modelate după forma preselor plate;

— segmentii cilindrici de beton 3, care transmit presiunea în masa rocii, pot să se deplaseze individual în masa rocii.

Prin acest sistem omogen de distribuție a eforturilor în roci se poate realiza o presiune medie de 150 kgf/cm^2 (la diametrul de 1,70 m), ceea ce revine la circa 110 kgf/cm^2 la diametrul de măsurare a deformațiilor (2,10 m). Sistemul de distribuție a presiunii, prin forma lui constructivă, permite o expandare cilindrică în sens radial de circa 15—20 mm, oferind posibilitatea măsurării deplasărilor pe diametrul de 30—40 mm. În acest fel, instalația tip I.S.P.H. poate fi aplicată și pentru încercări în roci semitari cu structură deranjată, cum sînt rocile metamorfice, sau în roci sedimentare compacte.

Sistemul de susținere a preselor este alcătuit din plăcile de sprijin 4, confecționate tot din lemn stratificat și modelate la partea superioară după forma preselor plate, și din cintrele metalice 5, de mare rezistență. Cintrele metalice nearticulate pot fi montate în poziția de lucru cu ajutorul unui dispozitiv special construit, eliminîndu-se sistemul de montare cu articulații.

La acest procedeu a fost îmbunătățit și sistemul de măsurare a deformațiilor în rocă. Astfel, la capetele de încastrare și măsurare a deformațiilor 6 se montează tijele exterioare 7, care pot fi fixate printr-un sistem mobil la tijele inferioare de sprijin 8 al microcomparatoarelor 9. Capetele de încastrare au fost betonate în rocă după un procedeu brevetat [13].

Tijele interioare se fixează la conducta metalică 10, care la rîndul ei este sprijinită pe stîlpul 11. De la un distribuitor de presiune 12 se pompează sub presiune lichidul în preșele radiale.

Programul de încercare constă în stabilirea unor cicluri de încărcare-descărcare a presiunilor pînă cînd se atinge presiunea maximă ce echivalează sau întrece pe aceea care se va realiza în galeria de exploatare. În zona omogen-cilindrică a stării de efort-deformație sînt plasate planele A și B de măsurare a deformațiilor, iar prin planele C, D, E, F și G se măsoară deformațiile din zona parabolică. Avînd în vedere forma poligonală a suprafețelor de încărcare dată de către preșele plate, care într-o oarecare măsură modifică distribuția omogen-cilindrică a eforturilor în zona mediană de măsurare, este necesar ca numărul preselor pe circum-

ferință să fie cât mai mare. În acest fel se va putea elimina această deficiență.

Capetele de încastrare din sistemul de măsurare a deformațiilor trebuie încastrate în rocă la o rază suficient de mare pentru ca să fie plasate în zona cu distribuție omogenă a eforturilor și deformațiilor.

b. Încercări în găuri de foraj cu presiometre (dilatometre)

Dacă încercările în galerii experimentale cu prese radiale se execută în excavații cilindrice cu un diametru de circa 2 m, încercările în găuri forate se efectuează la un diametru de până la 1/10 din diametrul galeriei.

Încercările în găuri de foraj oferă posibilitatea executării măsurărilor în adâncime, la diferite nivele, ilustrind mai clar deformabilitatea în masa rocii, interpretarea datelor putîndu-se face cu ajutorul calculului statistic. De asemenea, încercările în găurile forate pot fi făcute și la nivelele stratelor acvifere.

Dezavantajul acestui procedeu constă în faptul că masa investigată este redusă. Însă avînd în vedere avantajele descrise mai înainte, la care se adaugă și prețul redus al lucrărilor de investigare comparativ cu alte încercări, măsurătorile cu presiometre în găuri de foraj au luat o mare amploare. Încercările se pot executa nu numai în situ, dar și pe eșantioane de laborator.

Principii și formule de calcul. Presiometrul propriu-zis se introduce în masa rocii de investigare la nivelul dorit (în găuri verticale, înclinate sau orizontale), după care se creează pe pereții găurii o presiune. Dispozitivul se expandează în rocă, dînd o stare de efort-deformare, după cum s-a arătat la paragraful 3.4.2.1 e. Măsurîndu-se deformațiile radiale, se determină deformabilitatea rocii în funcție de fazele de comportare pe care le manifestă.

Deformabilitatea măsurată este însă în funcție de modulul de elasticitate transversal G , deci în funcție de coeficientul lui Poisson μ , și nu de modulul axial E_d . Aceasta reprezintă un mare avantaj în cazul încercărilor în găuri verticale, deoarece calculul deformabilității rocilor la stări de eforturi distribuite paralel cu axa forajului va trebui făcut plecînd de la deformabilitatea transversală măsurată în gaură. Deformabilitatea determinată într-o gaură verticală cu presiometrul ar corespunde mai degrabă aceleia create în prisme rezistențelor pasive ale zonelor de alunecare la sarcina de rupere sub o fundație superficială.

În ceea ce privește sistemul de măsurare a deplasărilor radiale, care în cazul presiometrelor nu sînt măsurate pe rază, ci pe diametru (v. cap. 2.4.1.1) se disting două categorii de presiometre:

— presiometre care măsoară deplasările radial, pe un diametru sau mai multe;

— presiometre care măsoară volumul deformat în zona cu distribuția eforturilor omogen-cilindrică. În literatura de specialitate este descris un singur tip de presiometru din această categorie și anume presiometrul Ménard.

În timp ce prima categorie (în afară de cele care măsoară numai pe un diametru) poate să redea mai clar comportamentul anizotrop al rocii, cea de a doua categorie nu poate măsura decât o deformabilitate medie a volumului de rocă încercat, folosindu-se în roci cu structură mai omogenă (marne și argile compacte), la care deformabilitatea nu variază după mai multe direcții.

Pentru găurile verticale, formulele de deformabilitate care se aplică la presiometrele din prima categorie sînt date de relațiile (2.27), (2.36') sau (2.38), (2.44) și (2.48), în funcție de starea efort-deformație creată, iar pentru găurile orizontale, de relațiile prezentate la paragraful 2.4.1.1 b.

În cazul presiometrelor care măsoară volumul mediu al rocii deformat, modulul de deformare corespunzător fazei pseudo-elastice (elasto-plastice) este dat de următoarea expresie:

$$E_d = K \frac{\Delta p}{\Delta V}, \quad (2.68)$$

în care: K este o constantă funcție de caracteristicile constructive ale aparatului și de coeficientul lui Poisson; Δp — variația efortului de presare pe peretele găurii de foraj; ΔV — variația volumului deformat al rocii încercate.

Pentru $K = 2 \pi a^2 l \left(\frac{m+1}{m} \right)$, se pleacă de la formula (2.27), din care variația deformării rocii du în timpul presării Δp este înlocuită prin expresia:

$$du = \frac{dV}{2\pi a l}, \quad (2.69)$$

în care a este raza găurii de foraj, iar l — lungimea tronsonului de încărcare.

Pentru $K = 2 \cdot \frac{m+1}{m} \cdot V$, se consideră, conform teoriei mediului continuu [v. ref. 6 din cap. 4], că:

$$\frac{\Delta V}{V} = \frac{2 du}{a}. \quad (2.70)$$

Înlocuind du din (2.26) în ecuația (2.70) rezultă:

$$\frac{\Delta V}{V} = \frac{2}{E} \cdot \frac{m+1}{m} \cdot \Delta p. \quad (2.71)$$

Conform formulei (2.71) și considerînd că $u=0,33$ rezultă:

$$E_d = 2,66 \, V \frac{\Delta p}{\Delta V}.$$

Din curba variației volumetrice a deformării rocii $p=f(V)$, arătată în fig. 2.22, se poate determina limita fazei plastice, marcată de dreapta E_d (calculată cu relația 2.44).

Mărimea presiunii limită p_r este dată de raportul $\frac{E_d}{p_r}$ și tabelul 2.1:

$$15 < \frac{E_d}{p_r} < 20 \text{ pentru roci preconsolidate;}$$

$$8 < \frac{E_d}{p_r} < 12 \text{ pentru roci pelitice;}$$

$$5 < \frac{E_d}{p_r} < 8 \text{ pentru roci aluvionare.}$$

Tabelul 2.1. Valori informative ale presiunii limită p_r (rezistența ultimă) pentru unele roci sedimentare (după J. Costel și G. Sanglerat)

Tipuri de roci	P_r , kgf/cm ²	Tipuri de roci	P_r , kgf/cm ²
Miluri și turbe	0,2–1,5	Nisipuri mloase	1,0–5,0
Argile moi	0,5–3,0	Nămoluri	2,0–15,0
Argile plastice	3,0–8,0	Nisip și pietriș	12,0–50,0
Argile tari	6,0–20,0	Nisipuri sedimentare	10,0–50,0
Marne	6,0–60,0	Calcar	30–100

Cu ajutorul presiometrului se poate întocmi prognoza tasărilor rocii de sub talpa unei fundații cu raza R și care solicită terenul sub o sarcină p în domeniul elasto-plastic de comportare. Pentru acest caz, Ménard indică următoarea formulă:

$$s = \frac{p \cdot R}{4,5 E} + \frac{p \cdot 30}{E} \cdot \frac{m+1}{m} \left(\frac{R}{30} \nu \right)^\alpha, \quad (2.72)$$

în care: ν este coeficientul dat de Steinbrenner; α — un coeficient funcție de gradul de fracturare al rocii dat de formula (2.29); m — cifra lui Poisson.

Pentru roci cu comportament elastic, $\alpha=1$, atunci formula 2.29 dă valoarea modulului transversal. În funcție de gradul de fisurare s-au dat următoarele valori pentru α :

- roci nefracturate $2/3 < \alpha < 1$;
- roci mediu fracturate $1/3 < \alpha < 2/3$;
- roci foarte fracturate $\alpha < 1/3$.

Primul termen al relației 2.72 corespunde componentei sferice a tensorului efort-deformație și reprezintă deformațiile volumice ale rocii. Cel de al doilea termen corespunde componentelor deviatorice ale tensorului efort-deformație și reprezintă deformațiile de alunecare din masa rocii.

Sarcina limită (capacitatea portantă) a terenului de fundație solicitat monoaxial de către o construcție a fost aproximată prin formula (2.73) stabilită pe baza rezultatelor obținute cu presiometrul [6. Cap. 4.]:

$$p_{cr} = p - k(p_r - p_0), \quad (2.73)$$

în care: p_{cr} este sarcina limită a terenului de fundație; p_0 — presiunea laterală dată de teren; p — sarcina dată de construcție; k — coeficient de proporționalitate funcție de structura terenului, adâncimea de încăstrare și forma fundației.

Procedee de măsurare. În funcție de sistemul de creare și distribuție a presiunilor în masa rocii se disting două tipuri de presiometre: elastice și rigide.

Presiometrele elastice se caracterizează prin aceea că elementul de expandare îl constituie un material elastic (cămașă de expandare). Apa, adusă sub presiune în interspațiul dintre o conductă centrală de sprijin și cămașa elastică, produce expandarea acesteia din urmă, care la rândul ei creează o stare parabolică cilindrică de eforturi și deformații.

Presiometrele rigide sînt alcătuite din două piese metalice semicilindrice (celule), care distribuie eforturile în masa rocii prin îndepărtarea (expandarea) acestora una față de cealaltă pe pereții găurii forate. Expandarea se face de către un dispozitiv hidraulic introdus în masa uneia din cele două celule. Reiese că starea de eforturi și deformație creată în rocă nu este chiar radială, ci mai degrabă monoaxială, după suprafețe curbate.

Repartiția eforturilor este diferențiată de-a lungul suprafeței de contact dintre peretele găurii forate și bacurile semicilindrice; în funcție de comportarea rocii. Pentru că pereții de poansonare ai celulelor sînt rigizi, deplasarea radială uniaxială se va face în funcție de rezistența la tracțiune a rocii.

Din curba efort-deformare se poate determina, mai simplu cu aceste presiometre, rezistența la tracțiune a rocii. Deformabilitatea cilindrică va putea fi determinată numai în faza de comportare elastică a rocii.

Modelul matematic privind distribuția eforturilor într-o rocă omogenă și elastică pentru o gaură verticală pleacă de la determinarea efortului tangențial, dat de următoarea expresie [5]:

$$\sigma_\theta = K(k, \beta, \theta) \frac{P}{a}, \quad (2.74)$$

în care: P este sarcina totală aplicată în direcția de deplasare a celulelor;
 $K(k, \beta, 0)$ — factorul de efort funcție de unghiul θ , calculat de către
 autorii lucrării;

0 și β — unghiuri care au semnificația dată în fig. 2.33.

Presiometre (dilatometre) cu încărcare elastică. Presiometrele descrise în literatura de specialitate și care funcționează după principiul distribuției elastice a eforturilor pe pereții găurii de foraj sînt:

- presiometrul Kujudzic
- presiometrul Mederatec
- presiometrul L.N.E.C. (Laboratorio Nacional de Engenharia Civil)
- presiometrul Ménard.

În planul median transversal al zonei cu distribuția omogen-cilindrică a eforturilor se obțin deformațiile maxime ale pereților găurii încercate.

În timp ce primele trei tipuri de presiometre măsoară deplasările medii pe mai multe diametre, presiometrul Ménard măsoară deformațiile volumetrice pe înălțimea zonei cu distribuție omogen-cilindrică a eforturilor.

1. Presiometrul Kujundzic, construit în două variante, este alcătuit din următoarele elemente (fig. 2.31): o conductă de oțel centrală 2, cu diametrul, în funcție de tipul aparatului, de 195 sau 295 mm, și cu lungimea de 1000 respectiv 1200 mm; o cămașă din cauciuc, dilatabilă, 1, care îmbracă conducta 2 în exterior și este prinsă etanș de aceasta la ambele capete prin închizători; suportul dilatometrului 3, ce se racordează la prăjinile de foraj, tijele 4 de măsurare a deformațiilor, fixate de partea interioară a cămășii de cauciuc printr-o bucsă specială 5; tijele au asigurate trecerile prin conducta 2, printr-un sistem de presgarnitură 6. La un diametru de măsurare se întilnesc două tije. Măsurarea deformațiilor se face pe două diametre perpendiculare unul față de altul, cuprinse în două plane de măsurare egal depărtate față de axa mediană; distanța între cele două plane de măsurare este de 65 mm.

Sistemul de măsurare a deformațiilor radiale într-un plan este alcătuit din: suportul plăcii de sprijin al palpatorului microcomparatorului electric 7, fixat de una din tije; suportul-placă al microcomparatorului 8, fixat de cea de a doua tijă; stringătorul microcomparatorului 9, care protejează aparatura de eventualele șocuri; dispozitivul de măsurare a

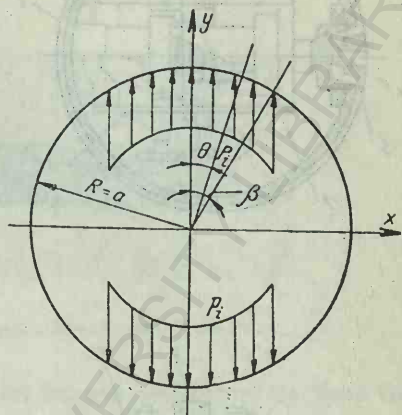


Fig. 2.33. Distribuția ipotetică a eforturilor în rocă dată de către un presiometru rigid

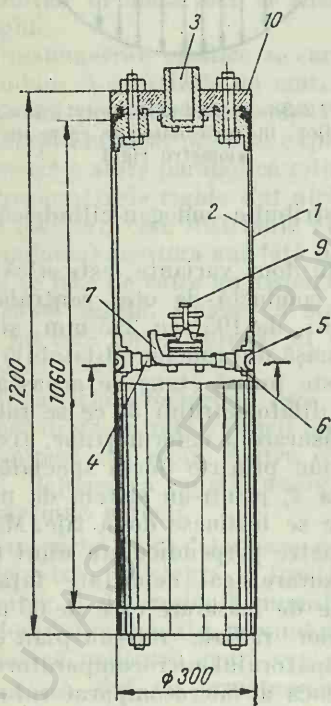
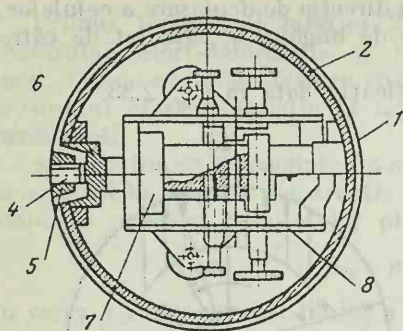


Fig. 2.34. Presiometrul tip Kujundzič.

mărimilor electrice, situat la suprafață, reprezentat prin indicatorul M.C.H. (Motor Columbus Huggenberger).

Principiul de măsurare a deformărilor se bazează pe măsurarea variațiilor rezistențelor electrice care se produc prin depărtarea celor două tijе.

Acest presiometru mai este dotat și cu un sistem de măsurare volumetrică a apei sub presiune adusă în spațiul dintre cămașa și conductele de oțel. Un dezavantaj al acestui presiometru îl constituie sistemul de prindere a cămășii de cauciuc, care, prin dilatare, este supusă și la eforturi de întindere.

2. Presiometrul EDF Mederatec, construit după principiul distribuției elastice a eforturilor în masa rocii, este prevăzut cu un sistem de măsurare a deplasărilor radiale după trei diametre, plasate în trei secțiuni transversale [4]. În plan orizontal, diametrele de măsurare sînt dispuse pe circumferință la 120° și sînt situate în partea mediană a aparatului.

Presiometrul propriu-zis este alcătuit dintr-o conductă de oțel (fig. 2.35), prevăzută cu fante largi, prin care este pompată apa sub presiune. Presiunea hidrolică este distribuită pe peretele găurii foraj prin intermediul unei cămășii din cauciuc expandabilă, care îmbracă conducta de oțel. Cămașa expandabilă este fixată pe conductă la capetele acesteia prin bacuri și manșoane tronconice. Lungimea conductei este de 1,6 m, iar diametrul de 160 mm.

Deplasările radiale ale peretelui găurii de foraj sînt urmărite de către tije piston, dispuse cîte două pe un diametru și fixate de partea interioară a cămășii expandabile prin capete speciale. Tijele piston sînt apăsate la aceeași presiune pe peretele găurii de foraj ca și presiunea distribuită pe cămașa expandabilă.

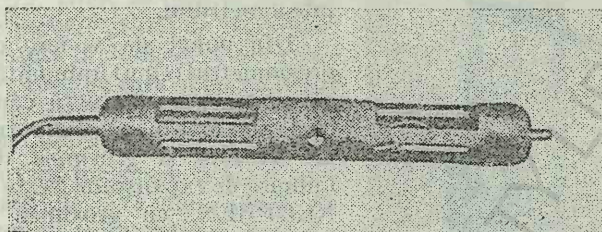


Fig. 2.35. Conducta de oțel a presiometrului tip Médératéc.

Deplasările celor șase tije piston sînt integrate de către trei traductori potențiometrice de deplasare, plasați în interiorul presiometrului.

În partea de jos a dilatometrului se află un manometru cu transmisie electrică, care controlează presiunea de încercare, și o electrovană, care permite evacuarea apei sub presiune pentru manevrarea presiometrului în gaura de foraj.

Tronsonul de încărcare este de 800 mm lungime, ceea ce revine la un raport lungime-diametru de $L=5d$.

Echipamentul de suprafață este alcătuit din stîlpul de susținere 1 (fig. 2.36), care poate să se rotească la 360° . Manevra presiometrului 2 se face prin intermediul troluiului 3.

Pomparea apei sub presiune se face cu o pompă manuală 4. Din echipamentul de suprafață mai face parte blocul mobil, care permite înregistrările deformațiilor, a presiunilor, precum și manevrarea electrovanei. Cablurile sub presiune sînt introduse într-un cablu multiconductor.

În funcție de structura rocii, presiunile dezvoltate de acest presiometru pot atinge 160 kgf/cm^2 și chiar 200 kgf/cm^2 . Cursa de măsurare a deformațiilor este de circa 4 mm, iar precizia de 20 microni.

3. Presiometrul L.N.E.C., construit după același principiu, prezintă avantajul măsurării deformațiilor după patru diametre, situate în patru secțiuni transversale, distanțate una față de alta la intervale de 32 mm. Rezultă o lungime a tronsonului de măsurare pe generaatoare de 96 mm.

Fiecare diametru de măsurare a deformațiilor este alcătuit din cîte doi palpatori (tije de măsurare) 11, fixați la un capăt de cămașa expan-

dabilă 2, iar la celălalt capăt fiind atașați la o bobină magnetică a traductorilor 10 (fig. 2.37). Privite în plan orizontal, diametrele de măsurare sînt plasate unul față de altul la un unghi de 45° , ceea ce corespunde pe circumferință, la un sector de cerc de 40 mm.

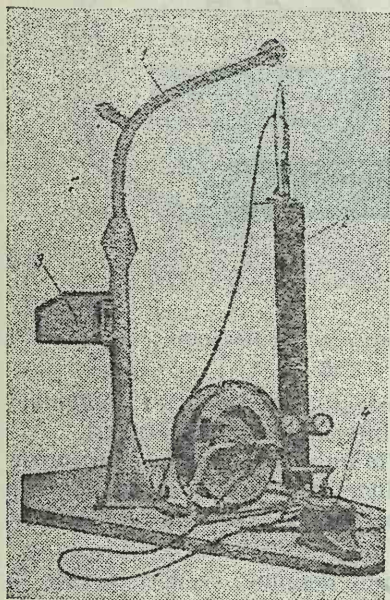


Fig. 2.36. Echipamentul de suprafață la presiometrului tip Méderatec: 1 — stîlp de susținere; 2 — presiometru; 3 — trolu manual; 4 — pompă hidraulică manuală.

Tronsonul de măsurare a deformațiilor este plasat în zona mediană a presiometrului.

Din punct de vedere constructiv, presiometrul (tipul îmbunătățit) este alcătuit dintr-o conductă centrală 1 din oțel inoxidabil, cu diametrul exterior de 56 mm și grosimea de 10 mm. Cămașa de expansiune 2 este din cauciuc NEOPREN, cu grosimea de 4 mm. Lichidul de presiune este pompat între cămașa 2 și conducta 1, prin orificiul 3. La capătul de jos al dilatometrului se fixează un cap de închidere 4, prin care poate fi evacuată apa sub presiune prin intermediul ventilelor de presiune 13. Ventilele sînt acționate cu aer comprimat alimentat de conducta 7. În acest scop, după terminarea încercării se scoate presiometrul din gaura de foraj, se acționează pneumatic robinetul de evacuare a apei sub presiune care se evacuează, după care se introduce din nou în gaura de încercare într-o nouă poziție de încercare situată la o adîncime mai mare.

La celălalt capăt, dilatometrul este prevăzut cu un cap de închidere 5, montat la corpul presiometrului prin șuruburile 6. Prin acest dop trec: conducta cu aer comprimat 7, cablurile electrice 8, și conducta pentru lichidul sub presiune 9.

Pentru măsurarea deformațiilor se folosesc patru transformatori liniari diferențiali 10, de tipul traductorilor cu inductanță variabilă. Fiecare transformator servește la măsurarea alungirii radiale pe un diametru corespunzător unui plan de măsură. Dispozitivul de măsurare prezintă un spectru larg de înregistrare, avînd o precizie de 1 micron, o sensibilitate de 0,1 microni și un domeniu de măsurare de circa 5 mm. Pentru acest motiv, presiometrul LNEC se folosește la încercarea deformabilității rocilor tari cu un domeniu redus de deformare. Tije 11

sînt fixate de partea interioară a cămășii 2. Între cele două tije ale unui plan de măsurare este fixat transformatorul diferențial 10, cu miezul metalic și bobina respectivă. Prin intermediul resorturilor 12, tije se mențin în permanență pe pereții găurii de încercare, presarea acestora făcîndu-se cu aer comprimat, la o presiune care să nu întreaacă presiunea de încercare distribuită pe cămașa expandabilă.

Tronsonul de încercare la acest presiometru este de 543 mm, adică de șapte ori diametrul aparatului. Aceasta arată că tronsonul de măsurare a deformațiilor este plasat în zona de distribuție omogen-cilindrică a eforturilor. Lungimea totală a presiometrului LNEC este de circa 1 m și poate fi folosit la încercări și în strate de roci cu ape de infiltrație, pînă la adîncimi de circa 200 m.

Cămașa expandabilă din cauciuc poate rezista la eforturi de întindere pînă la 200 kgf/cm², aceasta fiind fixată la capete cu ajutorul unor coliere speciale 14. Etanșarea este asigurată de către inelele de cauciuc 15.

Manevrarea presiometrului în gaura de încercare se face cu echipamentul prăjinilor de foraj racordat la aparat prin piesa 16.

Găurile de foraj folosite la încercările cu acest aparat sînt săpate la un diametru de 73–82 mm. Greutatea dilatometrului este de 12 kg.

4. Presiometrul L. Menard funcționează după același principiu elastic de distribuție a eforturilor în masa rocii, însă, datorită sistemului de măsurare a deformațiilor volumetrice adoptat, construcția aparaturii

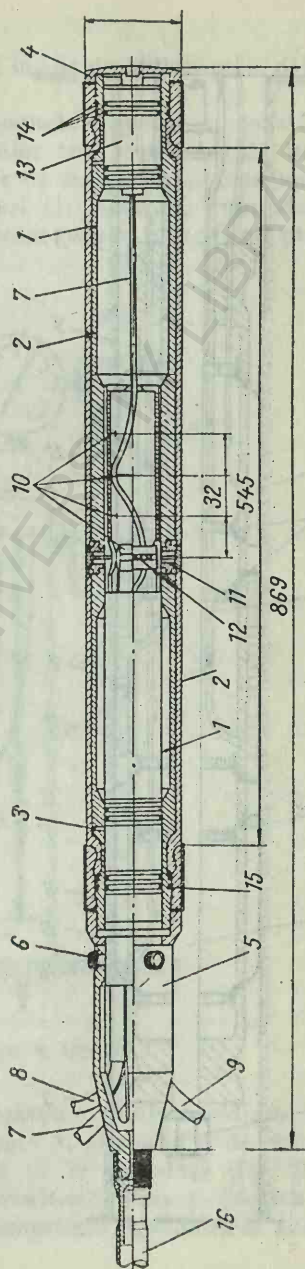


Fig. 2.37. Presiometru tip LNEC.

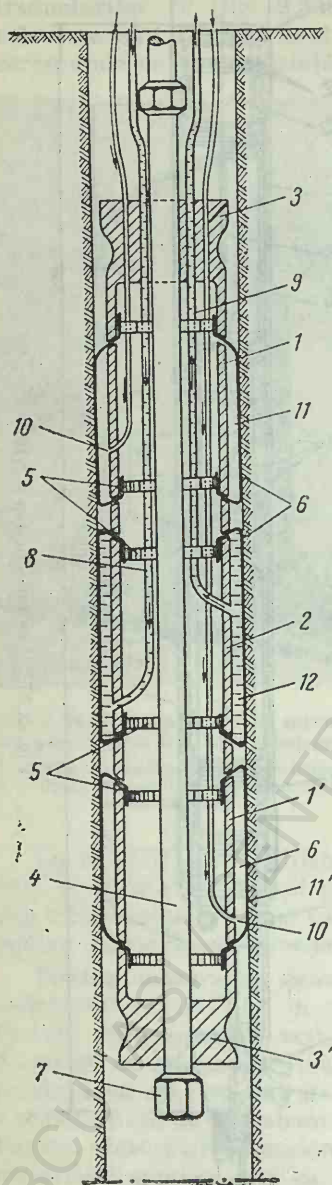


Fig. 2.38. Presiometrul tip Ménard.

tului este diferită de a celorlalte tipuri de presiometre din această categorie.

Presiometrul Ménard prezintă mai multe scheme constructive, în funcție de destinația încercării și de tăria rocilor încercate. Au fost construite dilatometre pînă la tipul II, acesta din urmă fiind destinat pentru încercări în roci dure, și capabil să dezvolte o presiune de la 50 pînă la 100 kgf/cm².

Datorită principiului de măsurare a deformațiilor volumetric, încărcarea rocii din peretele găurii de foraj se face după trei tronsoane. Tronsonul median, considerat că distribuie eforturile în rocă omogen-cilindric, este și tronsonul de măsurare a deformațiilor. Celelalte două tronsoane, de capete (celulele de gardă), distribuie eforturile parabolic, servind pentru crearea zonei mediane de distribuție.

Din punct de vedere constructiv, presiometrul este alcătuit din următoarele elemente principale (fig. 2.38):

- trei conducte din oțel evazate la capete. Conducele 1 și 1' au lungimi mai reduse (150 mm) decît cea mediană 2 (200 mm), diametrul exterior al acestora fiind 50 mm;
- închizători de capete 3 și 3' care condiționează etanșeitatea sistemului;
- tija de susținere și strîngere a celor trei conducte 4;
- bacurile interioare de etanșare 5, care prind extremitățile cămășilor de expandare 6, pe partea interioară a conductelor. Prinderea conductelor este făcută cap la cap, prin sistem nut-feder;
- trei manșoane din cauciuc (cămășile expandabile), care îmbracă fiecare conductă de oțel;

- piulița de strângere 7;
- garniturile de tije, care se assemblează la tija de strângere a dilatometrului.

Cele trei conducte, împreună cu manșoanele respective, constituie celulele dilatometrului, corespunzătoare celor trei tronsoane de încărcare. Raportul între lungimea tronsoanelor de încărcare și raza aparatului este de aproximativ $L=7d$. La tipul H, cămășile expandabile sînt capabile să reziste la eforturi de tracțiune dezvoltate, fiind prinse la capete cu coliere speciale.

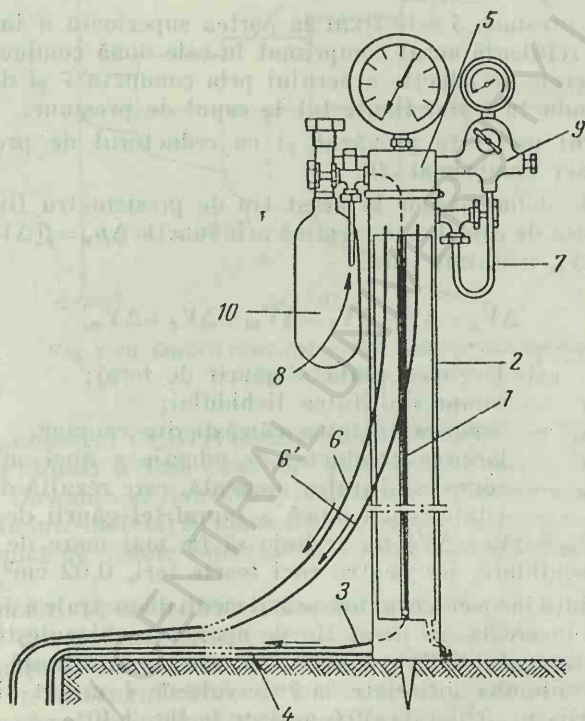


Fig. 2.39. Indicatorul volumetric de suprafață.

În conducta centrală de oțel, corespunzătoare celei mediane, sînt practicate două găuri: una de aducție a apei 8, și cealaltă de refulare a apei 9, legate la indicatorul volumetric de la suprafață (fig. 2.39).

Celulele marginale constituie celulele auxiliare, puse și acestea sub aceeași presiune, dar cu ajutorul aerului comprimat. Conductele acestor

celule auxiliare au câte o deschizătură, 10 și 10', prin care intră și iese aerul comprimat transportat prin conductele separate 11 și 11'.

Din aparatura auxiliară a dilatometrului, situată la suprafață, face parte în primul rând, indicatorul de volum. Acesta este construit dintr-un schelet metalic, care este alcătuit din două tuburi coaxiale: un tub interior 1, umplut cu apă sub presiune și care constituie tubul de măsurare, și tubul 2, care îmbracă pe primul, umplut și acesta cu apă supusă la aceeași presiune, încît elimină posibilitatea deformării tubului interior. La tubul interior se racordează conductele 3 și 4, de aducție și respectiv de refulare a apei.

Capul de presiune 5 este fixat la partea superioară a indicatorului, prin care se refulază aerul comprimat în cele două conducte de aer 6 și 6'. Robinetele de aducție a aerului prin conducta 7 și de aducție a apei prin conducta 8 sînt fixate tot la capul de presiune.

Indicatorul mai este prevăzut și cu reductorul de presiune 9, și butelia de aer comprimat 10.

Măsurările deformațiilor la acest tip de presiometru fiind volumetrice, presiunea de calcul se determină prin funcția $\Delta p_p = f(\Delta V_p)$. Variația de volum ΔV_p măsurată este:

$$\Delta V_p = \Delta V + \Delta V_l + \Delta V_m + \Delta V_c + \Delta V_a,$$

în care: ΔV este lărgimea reală a găurii de foraj;

ΔV_l — compresibilitatea lichidului;

ΔV_m — compresibilitatea cămășii din cauciuc;

ΔV_c — lărgirea conductei de aducție a apei sub presiune;

ΔV_a — compresibilitatea aparentă, care rezultă dintr-o asperitate foarte mică a suprafeței găurii de foraj.

Suma $\Delta V_m + \Delta V_l + \Delta V_c$ nu trebuie să fie mai mare de 0,1 cm³/kg pentru roci semidure, iar pentru roci foarte tari, 0,02 cm³/kg.

Deși prezintă inconvenientul măsurării medii diametrale a deformațiilor pe suprafața încercată, cu acest tip de aparat se obișnuiește să se măsoare comportamentul la fluaj al rocii. Sub sarcina constantă se măsoară deformațiile volumice întirziate la intervale de 1 minut și 2 minute. Se obține curba $p = f(t)$ și $dv = f(t)$ arătate în fig. 2.40.

Presiometre cu încărcare rigidă. Elementele de expandare la aceste presiometre sînt rigid fixate față de axa de referință. Însă deformația obținută în plan transversal constituie media deformațiilor de-a lungul tronsonului de încărcare, acestea fiind influențate și de rezistența la tracțiune a rocii în părțile extreme ale tronsonului de încărcare. Din această cauză, este indicat ca dispozitivul de măsurare să se plaseze în zona mediană a semicilindrilor.

La acest tip de presiometre, distribuția eforturilor nu se face pe tot conturul cilindric al găurii, ci pe o secțiune de circa 80—85% din aria totală.

Presiometrele cu încărcare rigidă sînt: presiometrul MAY, presiometrul C.E.B.T.P., presiometrul Talobre.

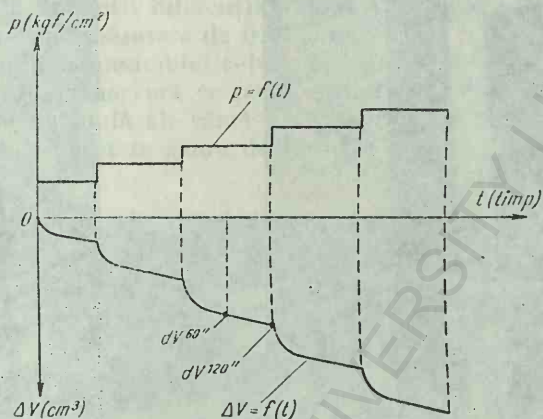


Fig. 2.40. Curbele efort-deformație volumetrică funcție de timp.

1. Presiometrul CEBTP (Centre Experimental du Batiment et des Travaux Publics) a fost conceput și construit de un colectiv format din Noel, Dawance și Bonvallet, constituind obiectul unui brevet [26]. Se folosește într-un foraj cu diametrul de minim 76 mm și maxim 100 mm.

Din punct de vedere constructiv, el este alcătuit din două elemente principale:

- dispozitivul de creare a presiunii și de măsurare în același timp, constituit din doi semicilindri (celule de măsurare);

- cămașa cilindrică din oțel, pentru distribuția presiunii pe pereții forajului, în interiorul căruia se blochează celulele de măsurare.

În interiorul celor două celule semicilindrice 1 și 2 (fig. 2.41) ale dispozitivului de presare s-au practicat câte două scobituri despărțite printr-un prag 3. În scobiturile celulei 2 se introduc saci de cauciuc 4, care expandează cele două celule pe pereții găurii, atunci cînd sînt sub presiune hidrolică.

Aducția apei sub presiune se realizează prin tija suport 5 și printr-un canal existent în pragul 3. Cei doi saci hidrolici, care joacă rolul unor prese hidrolice 4, apasă asupra celulei 1, prin intermediul scobiturilor 6.

Punerea sub presiune a sacilor hidraulici este făcută după asamblarea celor două celule semicilindrice (fig. 2.42) în cămașa cilindrică 2. Aceasta din urmă este constituită din două jumătăți mufă, fiind în interior semitronconică, iar la exterior, în special către partea inferioară, ușor

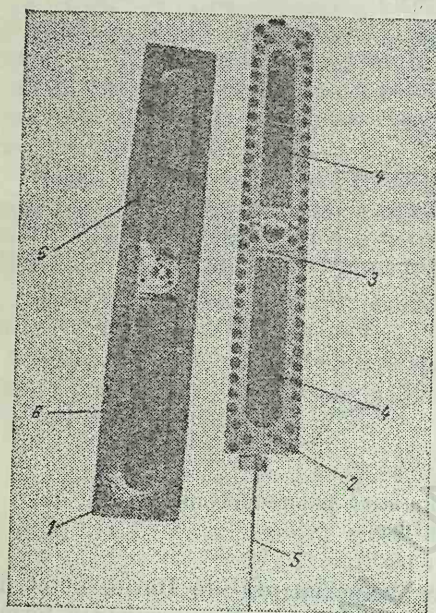


Fig. 2.41. Celulele semicilindrice ale presiometrului CEBTP.

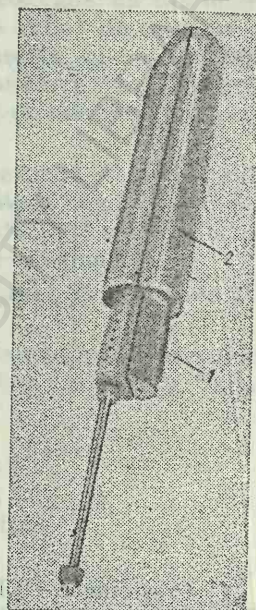


Fig. 2.42. Presiometrul CEBTP în poziția de lansare în gaură de încercare:
1 — celulele semicilindrice;
2 — cămașa expandabilă.

evazată. Deplasarea axială a celor două jumătăți-mufă este limitată de către un reținător.

În prima fază de încercare, după ce dispozitivul a ajuns în talpa forajului, celulele sînt împinse în jos, expandînd cămașa cilindrică datorită conicității ei inferioare.

În cea de a doua fază tehnologică, expandarea celor două jumătăți-mufă ale cămășii, se face sub acțiunea preselor din dispozitivul de măsurare, care efectuează, după aceeași direcție, o încărcare asupra pereților găurii de foraj. Deformarea sub presiune a rocii din pereții găurii de foraj se face după un contur eliptic, nu circular.

Constructiv, cămășile presiometrului sînt prevăzute la exterior cu o țesătură, care nu permite în timpul expandării un prim contact cu pereții rocii după o generatoare.

Lungimea presiometrului se înscrie în jurul a 300—400 mm.

Dispozitivul de măsurare a deplasării celulelor una față de cealaltă, deplasare ce corespunde deformării pereților găurii de foraj (rocii) este un traductor inductiv diferențial, montat în pragurile 3 din fig. 2.41, cu sensibilitatea de măsurare de 0,01 mm.

Pentru a rigidiza ansamblul celule de măsurare-cămașă, primele sînt prevăzute cu cite o nervură ce poate culisa în șanțurile practicate în pereții jumătăților-mufă ale cămășii. Această rigidizare permite orientarea aparatului lansat în gaura de foraj în orice direcție în plan orizontal.

a

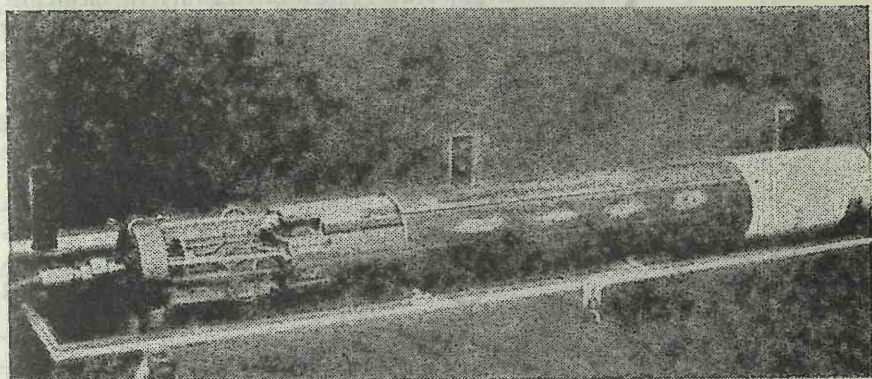


Fig. 2.43. Presiometrul Talobre:

a — vedere generală; b — schemă constructivă; l — celula de măsurare.

Se menționează că diagrama presiune-deformare obținută pentru o singură determinare, corespunde unei singure direcții, perpendiculară pe planul de contact al celulelor de măsurare.

Prin învîrtirea aparatului în gaura de foraj, se pot efectua determinări după toate direcțiile.

Greutatea aparatului este de circa 7—8 kg.

2. Presiometrul TALOBRE este alcătuit din segmenti cilindrici, care se expandează prin intermediul unui dispozitiv hidraulic (fig. 2.43, a) existent în interiorul dilatometrului. Acești semicilindri, care exercită presiune asupra pereților găurii de încercare, constituie celula hidraulică de măsurare. Dispozitivele de măsurare a deformațiilor radiale ale segmentelor cilindrici înregistrează automat valorile obținute, efectuând, deci o integrare a curbei efort-deformație.

Celula hidraulică de măsurare 1 (fig. 2.43, b) are o lungime de 500 mm și un diametru exterior de 110 mm. Aparatul înregistrează deformații chiar la diferențe reduse de presiune.

Pregătirea găurii de foraj în vederea încercărilor cu presiometrul. Una din principalele operații de care depind rezultatele determinării rezistenței rocii cu ajutorul dilatometrului este forarea găurii de încercare. Gaura folosită în acest scop trebuie să aibă un contur cât mai circular și pe cât posibil la diametrul proiectat, condiții ce depind de mecanica proceselor de dislocare și sfărîmarea rocilor în care se execută.

Posibilitatea realizării unei găuri adecvate este condiționată de compoziția minerologică și de structura rocilor întâlnite, iar în al doilea rînd de efectul de derocare condiționat de regimul de foraj folosit.

În cazul forajului mecanic rotativ, trebuie cunoscute caracteristicile rocii, pentru a ști în ce măsură să se folosească, în noroiul de foraj, reductorii de rezistență, să se mențină apăsarea pe talpă, să se regleze vitezele de rotație a frezei și să se folosească un debit de fluid rațional.

În cazul mediilor anizotrope (roci) acțiunea mecanică de derocare a straturilor se concretizează prin concentrări de eforturi. Aceste concentrări de eforturi în zonele de slabă rezistență a rocilor pot conduce, în anumite cazuri, la efectul de supraprofilare, cu atât mai accentuat cu cât roca este mai fracturată și cu o structură mineralogică mai deranjată. Efectul de derocare se obține deci prin așchiere, despicare sau sfărîmarea, în funcție de textura rocii.

În lucrările publicate de către L. Ménard, se arată că forarea găurilor în terenurile sedimentare coezive sau necoezive a fost făcută prin foraj rotativ sau mecanic, după cum urmează:

- pînă la 10 m adîncime s-a executat foraj manual;
- pînă la 30 m adîncime, în terenuri coezive sau slab coezive neacvifere, forarea găurilor s-a făcut prin foraj mecanic rotativ, folosind o sapă-burghiu cu diametrul de 60 mm, iar ca fluid de circulație s-a folosit noroi cu bentonită, care menține verticalitatea pereților găurii;
- în terenuri acvifere s-a folosit sonda mecanică denumită cărucior-perforator, acționată cu aer comprimat și la care tubarea se face

simultan cu săparea, coloanele de tubaj urmînd sapa-burghiu. Tubarea se face pînă la adîncimea de încercare.

În cazul rocilor șistoase, obținerea unei găuri de foraj la un diametru cît mai exact este mai greoaie. Din literatura tehnică reiese că în cazul acestor categorii de roci se admit toleranțe de $+10$ mm pe diametru. S-a ținut seama de aceste toleranțe la construcția tipurilor de dilato-metre „Kujundzie“, „Talobre“ și „C.E.B.T.P.“

Kujundzie recomandă ca în șisturi și ardezii să se foreze cu perforatoare percutante, după care să se cimenteze gaura de foraj cu mortar de ciment. Prin reforarea găurii cu un perforator rotativ rezultă găuri cu toleranțele admisibile. În acest caz, la încercările efectuate se ține seamă de grosimea cămășii de ciment rezultate. În cazul găurilor adînci, estimarea grosimii cămășii de ciment rezultate se face cu ajutorul unui cavernometru care măsoară dimensiunile găurii de foraj la adîncimea de încercare, atît înainte de cimentare cît și după cimentare.

Rezultă că pentru obținerea în roci șistoase a unei găuri forate cu un diametru cuprins în toleranțele prescrise, este necesar să se țină seama de următoarele:

- săparea găurilor de foraj cu un regim special de foraj, în funcție de natura rocilor;

- pentru rocile cu textură compactă se pot folosi perforatoare percutante ce supun roca la o despicare;

- pentru roci cu textură șistoasă se poate folosi carotajul mecanic cu un regim de foraj care să țină seama de cele menționate mai sus, indicii cantitativi rămînînd pe planul doi;

- în cazul cînd supraprofilările obținute sînt mai mari, este necesară controlarea diametrului găurii de foraj, folosind un cavernometru care să măsoare dimensiunile pe rază; în general acestea se obțin în roci cu textură șistoasă, alterate și fisurate.

2.4.2. Metode de determinare la starea triaxială

Aceste încercări au drept scop producerea stărilor ce iau naștere în masivul de rocă solicitat de construcția ce urmează a fi dimensionată la stabilitate. Cu cît scara de încercare în acest sistem este mai mare, cu atît se poate cunoaște mai bine starea de efort-deformare și chiar de rupere în rocă față de condițiile date.

În încercările triaxiale de laborator se folosesc probe netulburate, recoltate din locul care urmează să suporte încărcarea. Din aceste probe se confecționează epruvete cilindrice cu diametrul de 50—76 mm și înălțimea de 100—152 mm, sau cuburi cu latura de 50—125 mm, care se supun încercării. În ultimii ani, încercările triaxiale au fost extinse și in situ (în găuri de foraj); rezultatele obținute pot fi deosebit de importante pentru aplicații practice.

Prin încercările triaxiale se urmărește:

1. Cunoașterea distribuției eforturilor și deformațiilor în masa rocii, în condiții de solicitare după una sau mai multe direcții de către un element constructiv. În acest scop se determină deformabilitatea triaxială (spațială), care ilustrează comportamentul zonei solicate, ținând seama și de eforturile inițiale în masa rocii.
2. Cunoașterea stărilor de rupere la solicitări triaxiale;
3. Determinarea rezistenței rocii la deformabilitate și rupere în condiții de solicitări triaxiale, utilă în anumite tipuri de solicitări ale masivului de rocă.

2.4.2.1. Principii teoretice

O încercare triaxială este aceea în care se studiază stările de efort-deformare manifestate simultan după cele trei axe în condițiile în care pe una din direcții sau mai multe predomină solicitările exterioare date de un element constructiv. În funcție de variația efortului după cele trei axe, se pot deosebi următoarele încercări [53]:

- încercare hidrostatică, în care $\sigma_x = \sigma_y = \sigma_z$;
- încercare cilindrică, în care $\sigma_x = \sigma_y > \sigma_z$ sau $\sigma_x = \sigma_y < \sigma_z$ (fig. 2.44);
- încercare cubică, în care $\sigma_x \neq \sigma_y \neq \sigma_z$ (fig. 2.45).

Pentru fiecare din aceste încercări s-a conceput și construit aparatura de încercare respectivă.

Pentru toate încercările triaxiale este necesar să se cunoască starea de efort-deformare în condițiile de solicitare și ale deformațiilor specifice pentru cazul dat. Considerind cazul unui mediu omogen continuu și elastic se știe că starea spațială a unui efort într-un punct este dată de tensorul

$$T_{\sigma} = \begin{pmatrix} \sigma_x & \tau_{yx} & \tau_{zx} \\ \tau_{xy} & \sigma_y & \tau_{zy} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & \sigma_z \end{pmatrix} \text{ sau } T_{\sigma} = \begin{pmatrix} \sigma_{11} & \tau_{12} & \tau_{13} \\ \tau_{21} & \sigma_{22} & \tau_{23} \\ \tau_{31} & \tau_{32} & \sigma_{33} \end{pmatrix}. \quad (2.75)$$

Acest tensor poate fi descompus într-o componentă sferică pentru cazul cînd axele de referință coincid cu direcțiile principale

$$S_{ef} = \begin{pmatrix} \sigma_m & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_m & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_m \end{pmatrix} \quad (2.76)$$

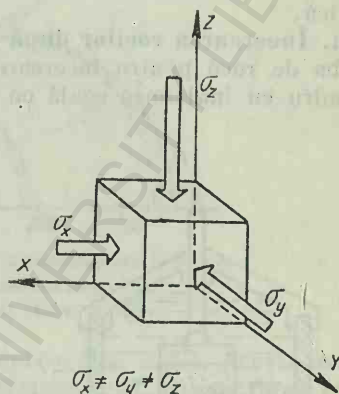
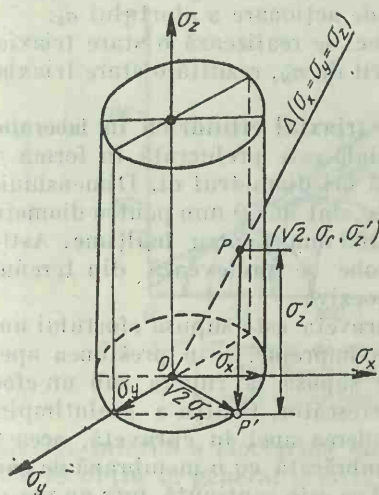


Fig. 2.44. Încercarea triaxială cilindrică. Fig. 2.45. Încercarea triaxială cubică.

și componenta deviatorică

$$D_{ef} = \begin{pmatrix} \sigma_1 - \sigma_m & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_2 - \sigma_m & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_3 - \sigma_m \end{pmatrix} \quad (2.77)$$

Au fost stabilite relații similare și pentru tensorul deformațiilor specifice. Atunci cînd se studiază prin încercări triaxiale și stările la rupere ale masivului de rocă dat (ale probei date) este necesară cunoașterea eforturilor și deformațiilor unitare octaedrice, date prin relațiile:

$$\begin{aligned} \tau_{oct} &= \frac{1}{3} (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3); \\ \tau_{oct} &= \frac{1}{3} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}; \\ \varepsilon_{oct} &= \frac{1}{3} (\varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3); \\ \gamma_{oct} &= \frac{1}{3} \sqrt{(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_3 - \varepsilon_1)^2}. \end{aligned} \quad (2.78)$$

2.4.2.2. Metodologia încercărilor

În încercările triaxiale, probele de rocă sau porțiunea din masiv cercetată se supun la o stare de eforturi unitare de compresiune care acționează simultan după trei direcții perpendiculare între ele. Efortul unitar vertical σ_z în general diferă de eforturile σ_x și σ_y care se distribuie într-un plan perpendicular pe direcția de acționare a efortului σ_z .

Dacă eforturile unitare $\sigma_x = \sigma_y$ atunci se realizează o stare triaxial-cilindrică, iar dacă efortul σ_x este diferit de σ_y , rezultă o stare triaxial-cubică.

a. Încercarea rocilor după o stare triaxial cilindrică în laborator.

Proba de rocă pentru încercarea triaxială este prelucrată în formă de cilindru cu înălțimea egală cu de două ori diametrul ei. Dimensiunile curente sînt de 50 mm pentru diametru și de 100 mm pentru înălțime. Astfel de probe se prelevează din terenuri slab coezive.

Epruveta este supusă efortului unitar jur-împrejur, prin presiunea apei, și este supusă la rupere sub un efort axial crescător. Pentru a preîntîmpina pătrunderea apei în epruvetă, aceasta este îmbrăcată cu o membrană de cauciuc. Apa este conținută într-un vas cu pereții transparenti, din material plastic, pentru a se putea observa modul de comportare a epruvetei în timpul încercării. Schița aparatului este dată în fig. 2.46. Se supun la încercări cel puțin trei epruvete, ceea ce permite trasarea a trei cercuri de eforturi unitare.

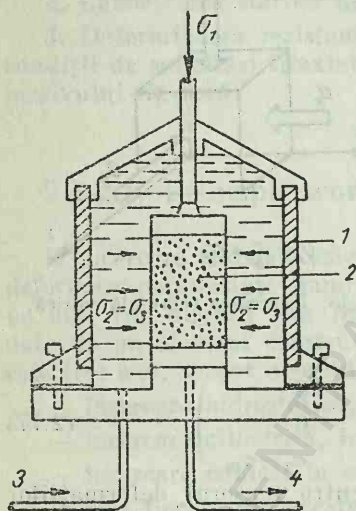


Fig. 2.46. Aparat pentru încercarea triaxială în roci sedimentare moi:

1 — corpul transparent; 2 — epruveta;
3 — apă sub presiune; 4 — la aparatul pentru măsurarea presiunii din pori.

Presiunea apei din celulă reprezintă cele două eforturi unitare principale σ_2 și σ_3 care, fiind egale, pot fi privite ca fiind σ_3 . Efortul unitar principal major σ_1 trebuie să fie compus din două părți: efortul adițional la rupere și presiunea apei care acționează în jos pe capătul epruvetei. Valorile eforturilor σ_3 și σ_1 sînt cele folosite pentru trasarea cercurilor lui Mohr.

Dacă în timpul încercării triaxiale epruveta de rocă nu este drenată, poate fi inclusă și presiunea apei din pori, care, dacă este neglijată, dă o înfășurătoare pentru c și Φ funcție de efortul unitar total. Acești

parametri (c și Φ) sînt în general satisfăcători pentru stabilirea capacității portante a terenului, însă cînd se urmărește cunoașterea efectelor după intervale de timp lungi, de exemplu stabilitatea unui taluz după mai mulți ani, și modificarea capacității portante cu timpul, atunci parametrii rezistenței necesari sînt c' și Φ' , respectiv coeziunea și unghiul

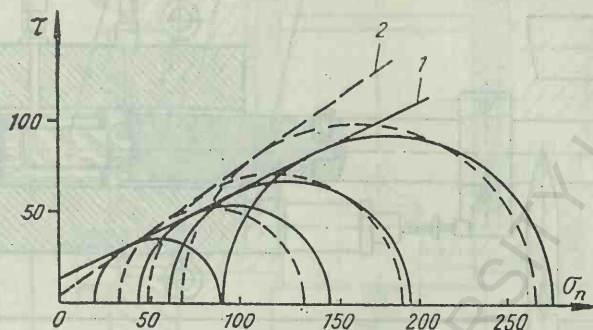


Fig. 2.47. Exemple de reprezentare a rezultatelor la încercări triaxiale ale rocilor necoezive:

1 — efort unitar total; 2 — efort unitar efectiv.

de frecare internă a eforturilor unitare efective (fig. 2.47). Acești parametri se obțin în general prin încercări triaxiale cu înregistrarea presiunii apei din pori.

Încercarea triaxială a rocilor tari și compacte în laborator se execută în instalații speciale, de construcție robustă, care permit realizarea de eforturi unitare ridicate, necesare pentru învingerea rezistenței acestor roci și pentru simularea unor stări de eforturi apropiate de condițiile din subteran. În fig. 2.48 este prezentată instalația de încercări triaxiale pe epruvete cilindrice concepută de Karman. Instalația constă din două părți principale: camera Karman și presa. Instalația este prevăzută cu agregate hidraulice de pompare, care acționează presa și creează presiunea laterală în camera de încercare. De asemenea există un dispozitiv pentru stabilizarea sarcinii presei și a presiunii laterale, precum și dinamometre pentru determinarea mărimii eforturilor induse. Deformațiile sînt măsurate cu dispozitive exterioare.

Camera triaxială complet autonomă este un recipient din oțel în care se introduce epruveta de încercat (fig. 2.49). În interiorul camerei, proba este supusă unei presiuni laterale $\sigma_x = \sigma_y$, iar presiunea verticală σ_z este realizată cu o presă obișnuită, față de care camera este independentă.

Se pot executa încercări pe roci tari și foarte tari. Probele sînt prelucrate sub formă de cilindri cu diametrul de 50—76 mm și înălțimea

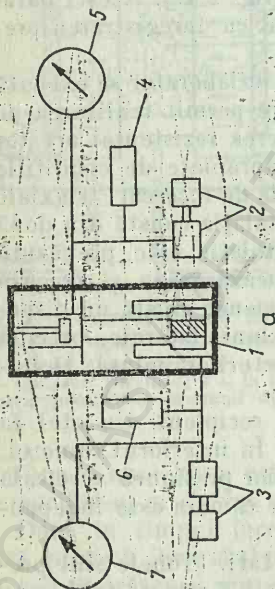
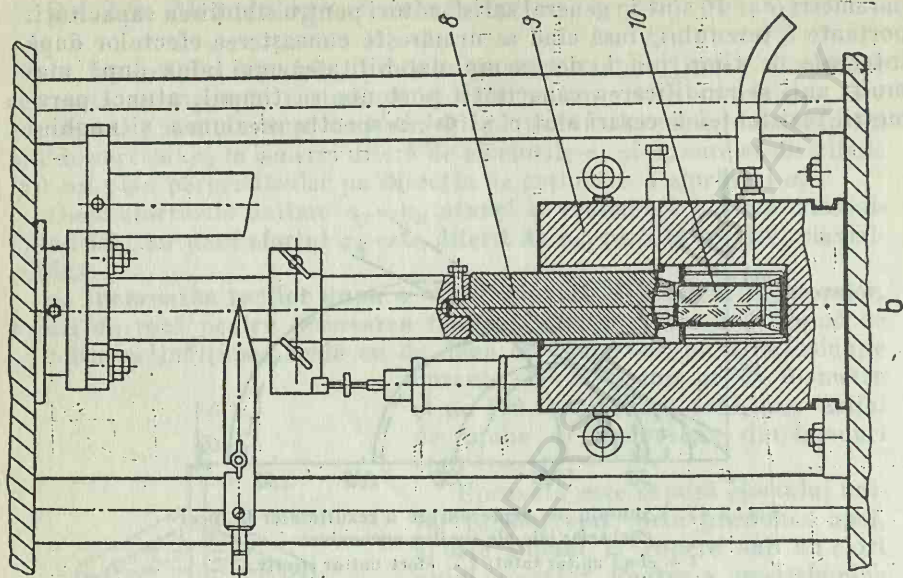


Fig. 2-48. Instalație pentru încercări triaxiale tip Karman:
 a — schița de ansamblu; b — detaliu presă și cameră; 1 — presă
 cu cameră lui Karman; 2 — agregatul de pompare al preselei;
 3 — agregatul de pompare pentru realizarea presiunii laterale;
 4 — dispozitiv pentru stabilirea sarcinii preselei; 5 — dinamo-
 metru de tip pendular pentru înregistrarea sarcinii; 6 — dispo-
 zitiv pentru stabilizarea presiunii laterale; 7 — dinamometru cu
 bară de torsiune pentru înregistrarea presiunii laterale; 8 — pis-
 tonul pentru transmiterea presiunii axiale; 9 — camera lui Kar-
 man; 10 — proba în tub de cauciuc.

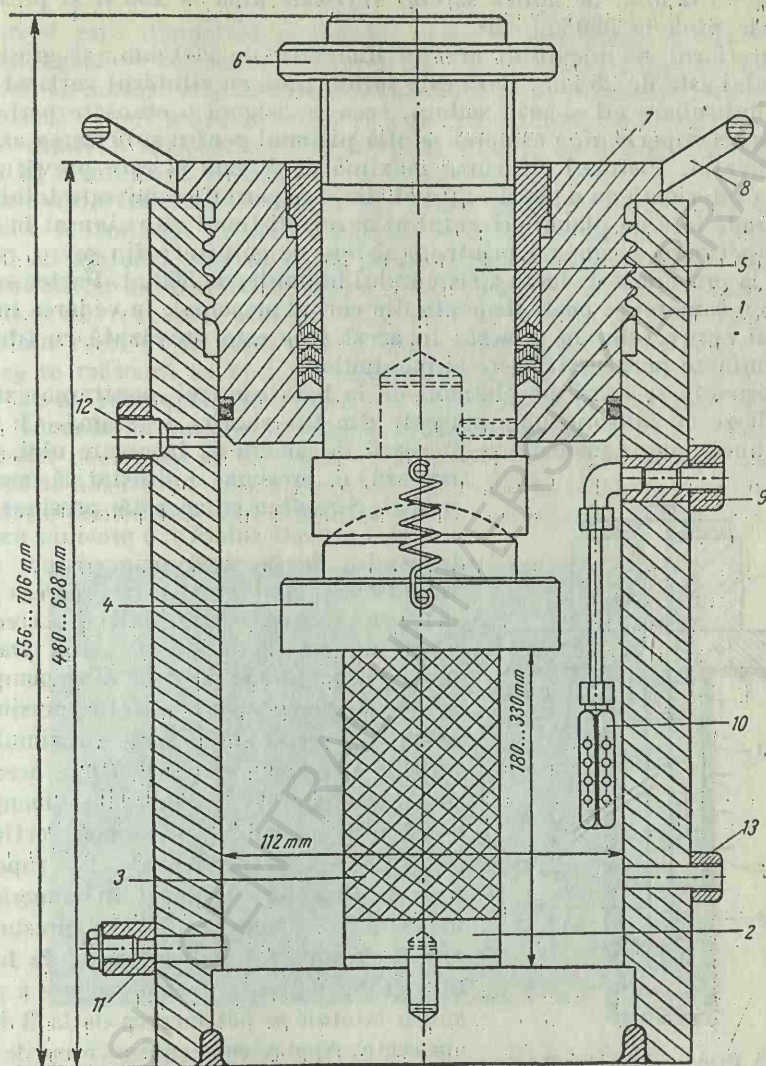


Fig. 2.49. Camera pentru încercări triaxiale de înaltă presiune:

1 — recipient; 2 — platanul pentru așezarea probei; 3 — epruveta de rocă; 4 — placă cu pivot steric; 5 — pistonul etanșat; 6 — șaiba de limitare; 7 — capul mobil al camerei; 8 — braț de manipulare; 9 — racord la presa hidrolică; 10 — admisie cu filtru pentru ulei; 11 — pur-jare; 12 — racord pentru manometru și supapă; 13 — racord pentru dispozitive de înregistrare.

de 100—152 mm. Se aplică sarcini verticale pînă la 200 tf și presiuni laterale pînă la 560 kgf/cm².

Interiorul recipientului are un diametru de 200 mm, și grosimea peretelui este de 28 mm. Baza este solidarizată cu cilindrul vertical atît prin înșurubare cît și prin sudură, ceea ce asigură o etanșare perfectă. La partea superioară a camerei se află pistonul pentru solicitarea axială a epruvetei. Pistonul are cursa maximă de 50 mm și este prevăzut la partea inferioară cu o placă cu pivot sferic ce permite o mișcare totală de 2¹/₂ grade față de planul orizontal al bazei. Pistonul este etanșat în partea superioară a camerei printr-un sistem de garnituri din șevro, rezistente la presiunea de lucru a sistemului hidraulic de 560 at. Partea superioară a camerei se poate demonta din corpul principal, în vederea introducerii epruvetelor în cameră; în acest scop este prevăzută cu filet și două mînere pentru strîngere și manipulare.

Epruveta se așază pe platanul de la baza camerei, centrarea exactă făcîndu-se cu ajutorul unei manșete din fire subțiri de alamă. Cu ajutorul unei pompe manuale se presează în camera de încercare ulei, care

crează o presiune hidrostatică asupra probei. Simultan cu această presiune laterală, epruveta suferă și o presiune axială transmisă de la presă prin piston, care traversează capul camerei. Încercarea epruvetei se realizează astfel: inițial se creează o presiune axială de 8—10% din presiunea de rupere, apoi în cameră se pompează sub presiune uleiul, astfel ca presiunea laterală și verticală să crească simultan pînă la valoarea prescrisă. După această presiunea laterală în cameră se menține constantă, în timp ce presiunea verticală se mărește gradat pînă la ruperea probei. Presiunea uleiului în cameră se măsoară cu manometrul, iar presiunea axială cu ajutorul indicatorului de forță al presei. Cu una și aceeași valoare a presiunii laterale se pot încerca de la 3 la 5 epruvete. Apoi se construiesc cercurile lui Mohr și înfășurătoarea lor. Efortul unitar la rupere se calculează cu formula:

$$\sigma_1 = \frac{P}{F} + \left(1 - \frac{d^2}{D^2}\right) \cdot \sigma_2, \quad (2.79)$$

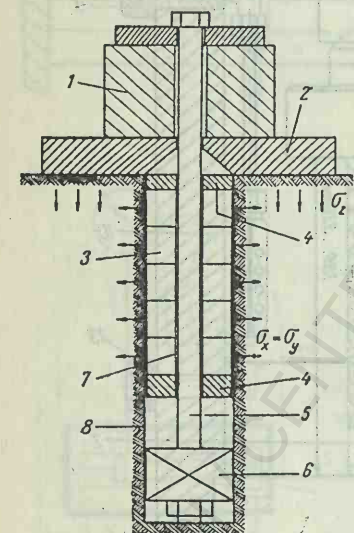


Fig. 2.50. Principul încercării triaxiale într-o gaură forată:

1 — vinci hidraulică; 2 — placă de presiune; 3 — celule de presiune; 4 — tamponaj; 5 — tijă ancorată; 6 — cap de prindere; 7 — tubul suport al celulelor de presiune; 8 — peretele găurii.

în care d este diametrul pistonului, cm; P — sarcina în momentul ruperii, kgf; F — secțiunea epruvetei, cm²; D — diametrul epruvetei, cm.

Cînd se dorește a se măsura deformarea direct pe epruvetă, aparatele de măsură se pot atașa de probă și lega de terminația filetată din interiorul camerei. Dispozitivul de înregistrare este apoi legat la celălalt capăt al terminației filetate, de la exteriorul camerei.

Încercările triaxiale in situ se fac într-o gaură forată în zona ce urmează a fi studiată. Presiunea laterală se aplică pe peretele circular al găurii, cu ajutorul unor celule de presiune montate pe tija unei ancore. Efortul unitar axial se realizează cu ajutorul unui vinci hidraulic, montat pe placa de reazem a ancorei, prin care se transmite acest efort pe suprafața rocii și în jurul găurii (fig. 2.50). Eforturile unitare σ_z și $\sigma_x = \sigma_y$ se măsoară cu ajutorul manometrelor, iar deformațiile se măsoară cu microcomparatoare plasate la exteriorul și în interiorul găurii.

b. Încercarea rocilor la starea triaxială cubică. Pe baza analizei tensorilor pentru medii continui, în ultimul timp a fost inițiată o nouă metodă de încercare triaxială, care folosește o instalație specială denumită instalație pentru încercare triaxială cubică. Cu această instalație se pot

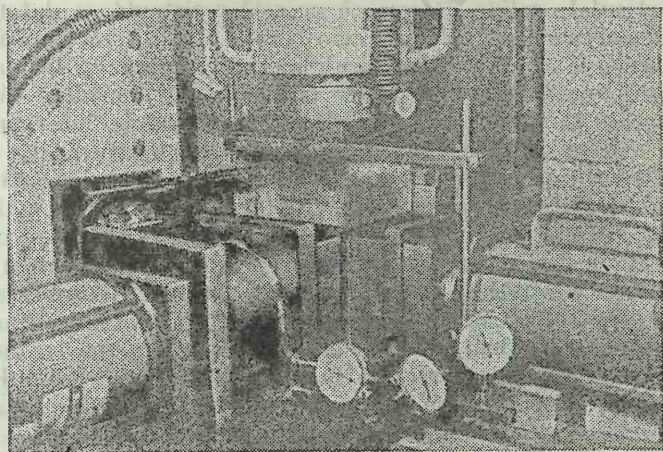


Fig. 2.51. Instalație pentru încercări triaxiale absolute.

controla și măsura toți componenții unui tensor în stările de efort-deformație suferite de o rocă supusă încercării, precum și schimbările acestora în funcție de timp. Epruveta încercată are forma de cub cu latura de 125 mm și este solicitată de cele trei eforturi unitare principale σ_1 , σ_2 și σ_3 . În aceste condiții de încărcare pot fi controlate și măsu-

rate deformațiile specifice principale ε_1 , ε_2 , și ε_3 . Controlul și măsurarea eforturilor unitare și a deformațiilor pot fi efectuate continuu și simultan, astfel că se pot determina și modificările în funcție de timp ale eforturilor unitare și ale deformațiilor specifice. Instalația este arătată în fig. 2.51. Încărcarea este controlată printr-un sistem de reglare automată a presiunii.

2.5. Metode de determinare a rezistenței la forfecare (starea de rupere)

2.5.1. Principii teoretice

Rezistența la forfecare a rocilor este rezistența opusă la solicitarea la rupere prin alunecare. Rezistența la forfecare a tuturor rocilor este determinată de structura acestora. La rocile argiloase-nisipoase se consideră că rezistența la forfecare se dezvoltă la suprafețele de contact dintre particulele solide. Reiese că această rezistență se datorește frecării între particule și coeziunii care rezultă din interacțiunea forțelor electrochimice la suprafețele particulelor și a complexelor lor de adsorbție. În cazul rocilor tari și semitari (stincoase) se consideră că ruperea prin alunecare se produce de-a lungul unor suprafețe interioare, când coeziunea rețelei cristaline sau a cimentului de legătură este învinsă. Anizotropiile din minerale (clivaje, microfisuri etc.) și discontinuitățile din strate (stratificație, șistozitate, fracturi, dislocații) au o influență hotărâtoare asupra rezistenței la forfecare. Forțele exterioare care solicită masivele de roci și care pot produce ruperea prin alunecare a acestora sînt presiunea litostatică, stresul orientat, excavațiile subterane, sarcinile transmise de fundațiile construcțiilor, forțele hidrodinamice și altele. Sub acțiunea forțelor exterioare de tăiere, în rocă se nasc forțe interioare, care reprezintă reacția la tăiere din partea solidului. Când aceste forțe se raportează la suprafața solicitată se definește noțiunea de *efort de tăiere unitar*, sau *forfecare*, notat cu τ .

Cea mai largă utilitate practică pentru determinarea stărilor la rupere a unui masiv de rocă o are starea plană de solicitare. În acest caz, eforturile unitare principale au valorile $\sigma_1 \neq 0$, $\sigma_2 \neq 0$ și $\sigma_3 = 0$, iar expresiile componentelor efortului unitar $\bar{p}$ sînt:

$$\sigma_n = \frac{1}{2} (\sigma_1 + \sigma_2) + \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_2) \cos 2\alpha; \quad (2.80)$$

$$\tau_n = \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_2) \sin 2\alpha.$$

Reprezentarea grafică a unei stări plane de eforturi unitare este dată prin construirea cercului Mohr care se face fixind centrul pe axa $O\sigma$ cu abscisa $\frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_2)$ și trasându-l cu raza $\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_2)$ (fig. 2.52).

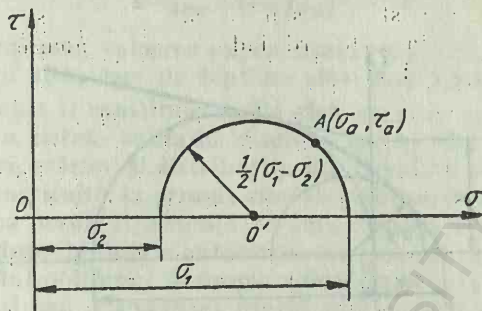


Fig. 2.52. Cercul lui Mohr pentru starea plană a eforturilor unitare.

Efortul unitar tangențial maxim este

$$\tau_{max} = \frac{1}{2} \sigma_1 \text{ pentru } \sigma_1 > \sigma_2 > 0;$$

$$\tau_{max} = \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_2) \text{ pentru } \sigma_1 > 0 > \sigma_2;$$

$$\tau_{max} = \frac{1}{2} \sigma_2 \text{ pentru } 0 > \sigma_1 > \sigma_2.$$

Dacă se reprezintă cercurile eforturilor unitare limită corespunzătoare la diferite stări, atunci se poate trasa pentru această familie de cercuri curba înfășurătoare, care este tangentă la fiecare din cercurile limită respective. Această curbă înfășurătoare caracterizează diferitele stări-limită ale mediului rocă considerat. Curba determinată reprezintă starea la rupere a rocii, utilă în vederea calculului de stabilitate a unui element constructiv care solicită roca după aceste stări.

Într-o primă aproximație, curba înfășurătoare s-a considerat a fi o dreaptă tangentă la cercuri de forma:

$$\tau_{max} = c + f \sigma_n, \quad (2.81)$$

unde c este coeziunea, iar f — coeficientul de frecare interioară ($f = \tan \alpha$).

Această dreaptă este identică cu aceea determinată de C.A. Coulomb. Unii autori, căutînd o formă îmbunătățită, au asimilat-o cu o cicloidă (fig. 2.53), ale cărei ecuații explicite sînt:

$$\sigma + H = \frac{1}{2} (4\psi - \sin 4\psi) \text{ și } \tau = \frac{1}{2} K(1 - \cos 4\psi), \quad (2.82)$$

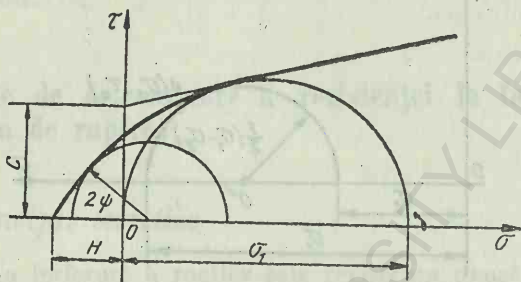


Fig. 2.53. Curba înfășurătoare a cercurilor limită asimilată cu o cicloidă.

unde H este rezistența de rupere la întindere ($H = c \cdot \cotg \varphi$), iar K — diametrul cercului generator al cicloidei:

$$K = \frac{H - c \cdot \cotg \varphi}{\frac{\pi}{2} - \varphi - \cotg \varphi} \text{ și } 2\psi = \frac{\pi}{2} - \varphi. \quad (2.83)$$

Kegel K., folosind înfășurătoarea parabolică a cercurilor eforturilor unitare limită normale, a ajuns să stabilească trei categorii de roci diferite, în funcție de poziția centrului cercului oscilator de vîrf al parabolei pe axa absciselor $O\sigma$, dată de relațiile:

$$\tau = 0; \quad \sigma = R_t \left(1 - \sqrt{1 + \frac{R_c}{R_t} + \frac{R_c}{2 R_t}} \right), \quad (2.84)$$

unde R_c și R_t sînt respectiv rezistențele la compresiune și întindere.

Funcție de valoarea raportului R_c/R_t , cele trei categorii de roci se definesc astfel:

- roci plastice pentru $\frac{R_c}{R_t} < 3$;
- roci elasto-plastice pentru $3 \leq \frac{R_c}{R_t} \leq 5$;
- roci elastice pentru $\frac{R_c}{R_t} > 5$.

Criteriul stării limită de eforturi într-un masiv de roci, care caracterizează curba întrinsecă a lui Mohr, a fost completat de către Caquot [22] printr-o curbă înfășurătoare de forma:

$$\tau_{max} = (c + f\sigma_n)^{\frac{3}{2}} \quad (2.85)$$

În această expresie, valoarea exponentului exprimă caracterul eterogen al rocilor în situ, care de fapt nu sînt ideal elastice și omogene.

Un caz deosebit îl constituie rocile slab coezive, care pot fi privite în general ca un sistem polifazic dispers, format din particule solide (de diferite feluri, mărimi și distribuții), din lichide și gaze. Faza lichidă din rocă este constituită în primul rînd de apă; ca fază gazoasă un rol însemnat îl joacă aerul. Rezistența pe care o opune o astfel de rocă la deformările produse de forțele exterioare nu este o proprietate independentă a sistemului polifazic, deoarece modificarea unei singure proprietăți a sistemului sau a condiției limită poate conduce la schimbarea rezistenței.

Modificarea rezistenței rocilor slab coezive depinde mai ales de următorii factori:

- compoziția materială (minerale cristaline sau lianți minerali, resturi de structuri organice, materiale organice sau anorganice amorfе, apă și aer);

- structura (mărimea granulelor, granulația relativă, forma particulelor, modul de legare a particulelor etc.);

- textura (aranjarea spațială a particulelor de roci descrisă prin distribuția și orientarea muchiilor);

- condițiile limită geometrice (forma și mărimea volumului de rocă cercetată);

- condițiile limită dinamice (felul, mărimea și distribuția sarcinilor sau a variațiilor de temperatură introduse la limita sistemului).

Caracterele distincte principale care deosebesc rocile slab coezive de cele compacte sînt:

1. Spațiul porilor deschiși relativ mare.
2. Deformabilitate ușoară a scheletului de particule, datorită unei mobilități proprii fiecărei particule.
3. Influența timpului la schimbările de stare, datorită modificării sarcinii.

Starea de rupere a unei roci slab coezive se caracterizează prin condiția de rupere a lui Coulomb-Mohr. Astfel dacă într-un punct al unui domeniu considerat se ajunge la o stare de eforturi unitare în care cercul eforturilor unitare atinge o curbă limită $\tau = \tau(\sigma)$, atunci trebuie ca în acest punct să apară ruperea. Curba limită definită prin $\tau = \tau(\sigma)$ este

înfașurătoarea tuturor cercurilor limită, care corespunde stării limită a echilibrului la atingerea rupei.

Dacă σ_1 și σ_3 sînt respectiv cel mai mare și cel mai mic efort tîntar principal prin care roca slab coezivă ajunge să se rupă, atunci cercurile de eforturi unitare respective se pot construi cu coordonata centrului $\sigma_0 = \frac{1}{2} (\sigma_1 + \sigma_3)$ și raza $r = \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3)$. Dintr-un număr de cercuri ale tensiunilor, obținute pe baza rezultatelor din încercări de laborator, se poate obține o relație avînd forma $\sigma_0 = \sigma_0(r)$.

Se obține, în cele din urmă, ecuația înfașurătoarei sub forma dreptei de rupere a lui Coulomb-Mohr:

$$\tau = \pm (c + \sigma \operatorname{tg} \varphi),$$

în care c este coeziunea și φ unghiul de frecare interioară.

Reprezentarea acestei drepte este arătată în fig. 2.54 *a* (ramura pozitivă) și caracterizează în general o rocă slab coezivă. Cazurile particulare apar cînd coeziunea este neglijabilă (cazul nisipurilor uscate), dreapta trecînd prin origine (fig. 2.54, *b*), sau cînd frecarea este aproape nulă, existînd numai o coeziune datorită forțelor moleculare (cazul argilelor) și cînd dreapta este paralelă la abscisă (fig. 2.54, *c*).

În ce privește valoarea efortului normal, trebuie menționat faptul că el se compune din efortul efectiv σ' , datorat particulelor solide și efortul u datorat presiunii interstițiale a apei, rezultînd deci $\sigma = \sigma' + u$.

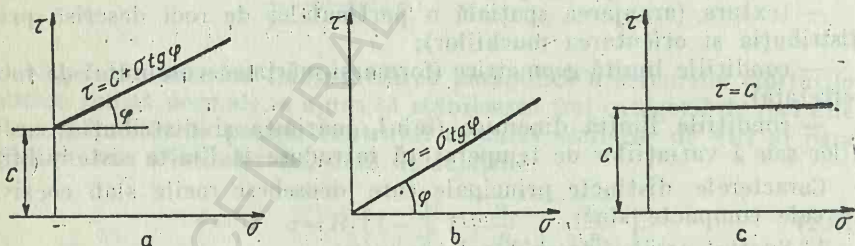


Fig. 2.54. Dreapta de rupere a lui Coulomb-Mohr.

Ținînd seama de influența pe care o are componenta u se face distincție între efortul de forfecare aparent, rezultat dintr-o încercare fără drenarea apei,

$$\tau_a = c_a + \sigma \operatorname{tg} \varphi_a,$$

și un efort de forfecare real, cu drenarea apei

$$\tau' = c' + \sigma' \operatorname{tg} \varphi'.$$

La încercările în laborator, aparatura folosită țină seama de influența apei din proba încercată. Pentru aceasta sînt prevăzute elemente constructive care permit eliminarea apei și măsurarea presiunii acesteia.

Deformațiile plastice la unele roci și substanțe minerale utile se datoresc în general deplasării relative a particulelor componente după anumite plane de alunecare interioare. La rocile și substanțele minerale utile cristaline, în aceste deformații intervine adesea cu caracter predominant deformarea diferitelor granule cristaline. Ambele fenomene se pot petrece însă și simultan.

O. Mohr admite că în cazul stării plastice a unui material, diferența maximă dintre valoarea absolută a efortului unitar tangențial și o anumită valoare, funcție de efortul unitar normal care acționează după o aceeași suprafață, este egală cu zero:

$$[\tau_n - f(\sigma_n)]_{\max} = 0,$$

unde valoarea funcției $f(\sigma_n)$ depinde de proprietățile fizice și mecanice ale materialului respectiv.

Planele din interiorul epruvetelor care îndeplinesc condiția $\tau_n = f(\sigma_n)$ se numesc *plane de alunecare* și sînt în număr de două, trecînd printr-una din axele principale și fiind egal înclinate față de celelalte două axe principale.

Corpurile solide deformabile supuse la eforturi de compresiune trec, înainte ca fenomenul de rupere prin detașare și lunecare să se fi produs, de la starea elastică la o stare intermediară elasto-plastică și apoi la una plastică. Trecerea aceasta este însoțită întotdeauna de formarea în interiorul corpurilor a unor suprafețe de lunecare, de curgere și de rupere, denumite și liniile sau figurile lui Piobert, Lüders și Cernov (fig. 2.55, a).

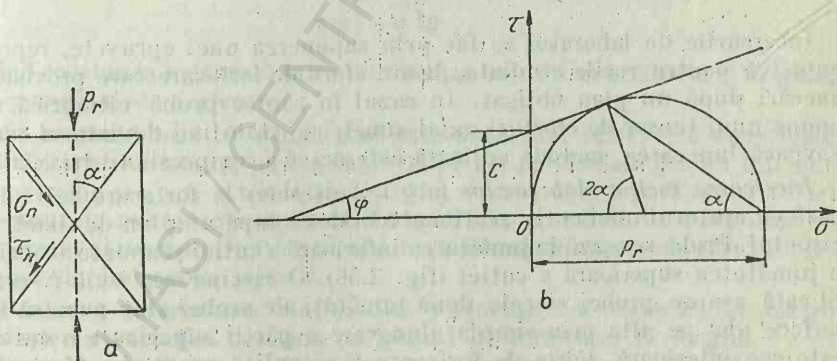


Fig. 2.55. Determinarea dreptei înfășurătoare prin compresiune:

a — planele de alunecare determinate de unghiul α ; b — stabilirea parametrilor c și φ cu ajutorul cercului Mohr.

Această observație stă la baza unei metode de încercare în laborator pentru determinarea parametrilor ce caracterizează dreapta înfășurătoare. Proba se supune unei comprimări monoaxiale, înregistrând presiunea de rupere p_r și măsurînd unghiul α făcut de planul de rupere al probei cu verticala. Parametrii necesari (fig. 2.55, b) sînt:

$$\varphi = 90^\circ - 2\alpha \text{ și } c = \frac{p_r}{2} \operatorname{tg} \alpha.$$

2.5.2. Metodologia de încercare

Determinarea stărilor de rupere la forfecare este un procedeu clasic folosit în încercările de laborator pe probe netulburate. În funcție de structura rocii (roci moi, tari sau compacte, sedimentare, cristaline sau metamorfe) se obișnuiește ca în laborator să se efectueze încercări la rupere în aparate monoaxiale sau triaxiale. De asemenea, se obișnuiește să se efectueze, în funcție de structura rocii, încercări rapide (nedrenate) sau întirziate (drenate). Pe baza rezultatelor obținute se trasează curba înfășurătoare a lui Mohr, care reprezintă starea la rupere a rocii încercate. Aceasta se reprezintă prin doi parametri bine-cunoscuți, coeziunea c și unghiul de frecare φ , care, la rîndul lor, pot fi reali sau fictivi, funcție de tipul încercării. Însă o estimare mai reală a stării la rupere depinde și de tipul aparatului de încercare.

2.5.2.1. Încercări în laborator

Încercările de laborator se fac prin supunerea unei epruvete, reprezentativă pentru rocile studiate, la un efort de forfecare care provoacă lunecări după un plan obligat. În cazul în care o probă cilindrică se supune unui tensor de eforturi axial simetrice, stabilind deviatorul care provoacă lunecarea, metoda aplicată este aceea a compresiunii triaxiale.

Încercarea rocilor slab coezive (argile, nisipuri) la forfecare se realizează cu ajutorul unei cutii, secționată în două după un plan de simetrie orizontal. Proba se așază în jumătatea inferioară a cutiei și apoi se acoperă cu jumătatea superioară a cutiei (fig. 2.56). O sarcină verticală N este aplicată asupra probei și cele două jumătăți ale probei sînt puse să se foarfece una pe alta prin simpla alunecare a părții superioare a cutiei peste cea inferioară. Forța de forfecare F se aplică progresiv, efectuîndu-se măsurători ale acesteia în cursul încercării. Cînd forța de forfecare indicată de aparat a atins o valoare constantă (valoarea de vîrf),

aceasta se consideră rezistența la forfecare pe care o poate opune roca slab coezivă sub acțiunea forței normale impuse.

Încercările se pot efectua după metoda *eforturilor controlate*, adică prin mărirea treptată a forței de forfecare și măsurarea deplasărilor corespunzătoare, sau după metoda *deplasărilor controlate* când se deplasează jumătatea mobilă a cutiei cu o viteză dată, măsurînd forțele de alunecare rezultate. A doua metodă are avantajul că permite o mai bună măsurare a variației eforturilor, în special la începutul forfecării. În fig. 2.57 este prezentată schița aparatului de încercare la forfecare Geonor, în prezent unul dintre cele mai perfecționate, care permite realizarea de încercări după cele două metode arătate mai sus. De asemenea, un dispozitiv de blocare permite executarea de încercări la volum constant.

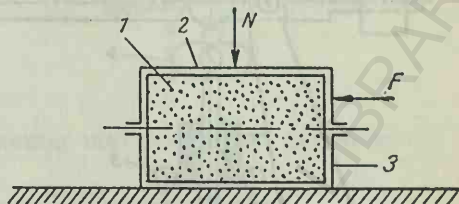


Fig. 2.56. Încercarea la forfecare după un plan obligat:

1 — proba; 2 — jumătatea superioară mobilă a cutiei; 3 — jumătatea inferioară fixă a cutiei.

Practic proba care se încearcă se taie cu grijă după forma cutiei, după care se introduce în cutie. Încercarea se repetă pentru mai multe valori ale forței normale, astfel că se obține o serie de valori corespunzătoare pentru forța de forfecare. Cunoscînd suprafața secțiunii cutiei, valorile eforturilor normal (σ) și de forfecare (τ) pot fi repede calculate și astfel se poate trasa înfășurarea cercurilor de tensiune, care este dreapta:

$$\tau = c + \sigma \operatorname{tg} \varphi,$$

c fiind coeziunea măsurată între intersecția drepte cu ordonata și origine, iar φ -unghiul de forfecare.

Se constată însă că atunci cînd este antrenată jumătatea superioară a cutiei apar rezistențe pasive care comprimă particulele probei într-una din extreme și apare o tendință de rotire a jumătății superioare a cutiei în sensul de avansare a acesteia. În realitate nu există un plan unic de alunecare, ci un anumit miez plastic în jurul acestui plan, ale cărui limite depind de îndesarea inițială.

Pentru o determinare mai precisă a efortului de forfecare și pentru cunoașterea variației acestuia pe planul de forfecare, în Anglia a fost realizat un aparat bazat pe tensometrie. Aparatul Cambridge [50], destinat pentru determinarea forfecării rocilor slab coezive, se compune

dintr-un ansamblu de 18 celule de măsurare (fig. 2.58) dispuse câte 9 pe două etaje, între care este intercalată proba de încercat, avînd secțiunea patrată cu latura de 100 mm și înălțimea de 20 mm. Celula de măsurare, cu forma de cub, este constituită din două părți care se sprijină

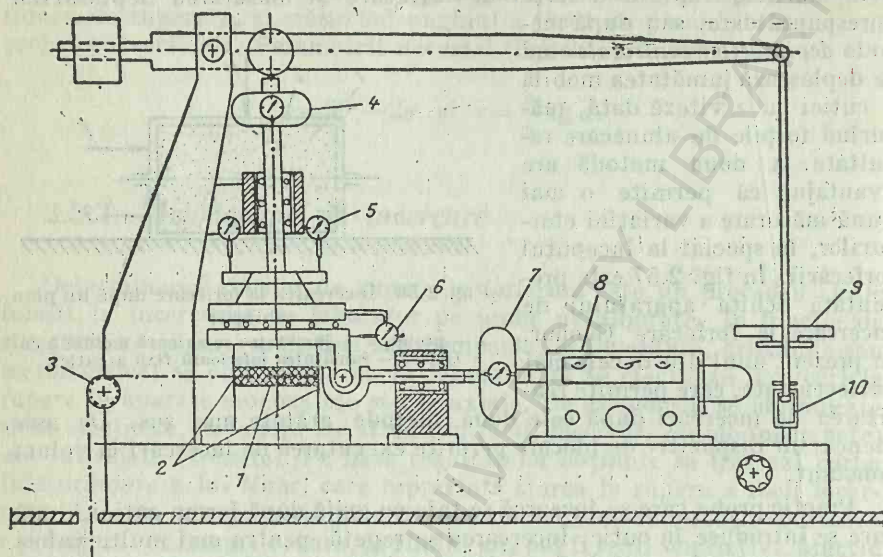


Fig. 2.57. Instalație pentru încercări de forfecare simplă:

1 — proba; 2 — înveliș de cauciuc; 3 — cablu pentru aplicarea sarcinii moarte; 4 — dinamometru pentru măsurarea sarcinii normale; 5 — micrometru pentru măsurarea deformației verticale; 6 — micrometru pentru măsurarea deformației orizontale; 7 — dinamometru pentru măsurarea sarcinii orizontale; 8 — motor cu sarcina controlată; 9 — platan pentru greutate; 10 — dispozitiv de blocare pentru încercări la volum constant.

una pe alta prin intermediul unor lame subțiri prevăzute cu mărci tensometrice. Pe partea superioară, flexibilă, se află fața activă, care preia sarcinile normală P și de forfecare Q ce acționează în timpul încercării în porțiunea de probă respectivă. De asemenea se înregistrează și excentricitatea e a sarcinii normale. Acești trei parametri sînt apoi înregistrați cu ajutorul a trei punți separate, impulsurile fiind luate la conectorul montat în soclu. Deformațiile sînt observate cu ajutorul razelor X și a unor bile din plumb, încorporate după un aranjament bine stabilit dinainte, atît în masa probei cît și în spațiile libere ale celulelor care sînt umplute cu o soluție de iodură de potasiu, avînd aceeași opacitate la razele X ca și proba. Variațiile locale de volum sînt măsurate cu raze gama.

Încercarea rocilor tari și compacte la forfecare se face pe epruvete de formă cilindrică. Probele se prelevează sub forma de carote din foraje

sau sub formă de bucăți de rocă detașate cu unelte din masiv. Probele umede se izolează cu parafină sau materiale plastice. Numărul epruvetelor ce trebuie încercate se stabilește după coeficientul de variație astfel:

Coeficientul de
variație, %

Numărul de
apruvete

30

9

25

6

20

4

15

3

Nu se admite încercarea unui număr mai mic de trei epruvete.

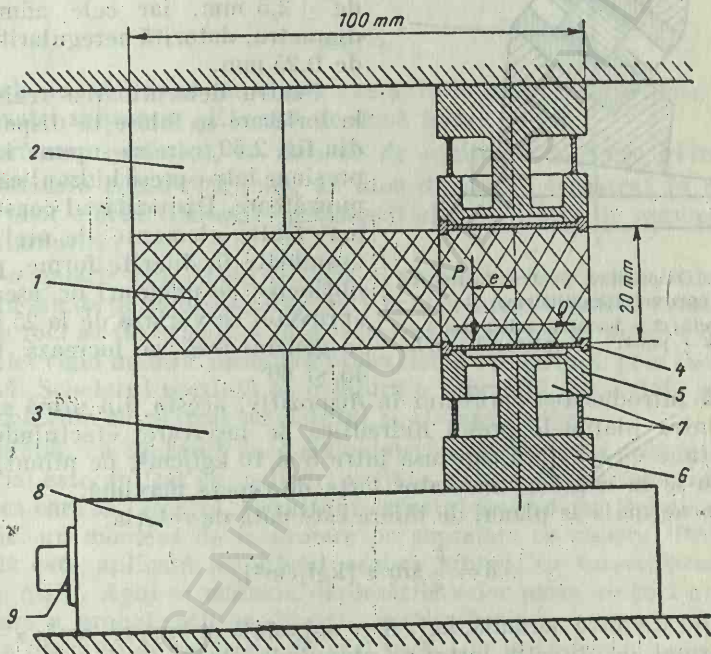


Fig. 2.58. Aparatul de forfecare simplă Cambridge:

1 — proba; 2 — etajul superior de 9 celule; 3 — etajul inferior de 9 celule; 4 — fața activă a celulei de măsurare; 5 — partea flexibilă; 6 — partea fixă; 7 — lame cu mărci tensometrice; 8 — postament; 9 — conector.

Media aritmetică $\bar{X}$, a rezultatelor, abaterea standard S și coeficientul de variație v se stabilesc cu relațiile:

$$\bar{X} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i; \quad S = \sqrt{\frac{\sum (X_i - \bar{X})^2}{n-1}}; \quad v = \frac{S}{\bar{X}} \cdot 100[\%], \quad (2.86)$$

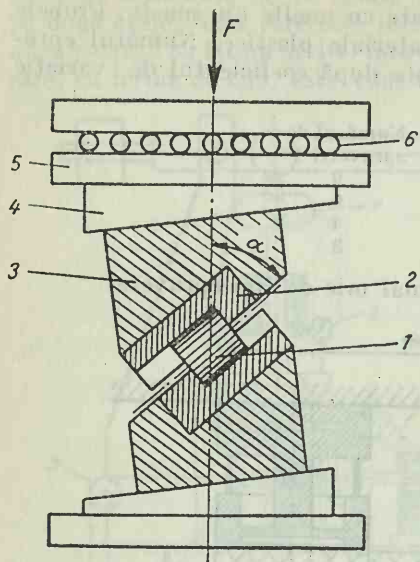


Fig. 2.59. Dispozitiv pentru forfecarea epruvetelor cilindrice:

1 — epruvetă; 2 — bacuri de solicitare; 3 — matriță; 4 — pană; 5 — placă; 6 — role.

După introducerea epruvetei în dispozitiv, acesta din urmă se centrează între platanele presei hidraulice de încercare, efectuându-se o compresiune cu o viteză cuprinsă între 5 și 10 kgf/cm², pe minut, înregistrându-se la cadranul indicator forța de rupere maximă.

Forța normală la planul de tăiere este dată de relația:

$$\delta = \frac{F}{S} \sin \alpha \text{ [kgf/cm}^2\text{]}, \quad (2.87)$$

în care: F este forța normală, kgf; S — suprafața de rupere, cm²; α — unghiul format de direcția forței și planul de alunecare.

Rezistența de forfecare este dată de relația:

$$\tau = \frac{F}{S} \cos \alpha \text{ [kgf/cm}^2\text{]}. \quad (2.88)$$

Pentru fiecare valoare a unghiului α se determină valorile medii δ , τ și coeficientul de variație din n încercări. Cu valorile obținute se construiește curba intrinsecă, reprezentând curba rezistențelor limită la forfecare în funcție de eforturile normale.

în care n reprezintă numărul epruvetelor, iar X_i — valorile încercărilor.

O epruvetă are forma unui cilindru la care atât diametrul cât și înălțimea sunt egale cu 42 mm. La pregătirea lor se are grijă ca diametrul mediu să fie mai mic decât diametrul interior al matriței de încercare, dar diferența să nu depășească 0,1 mm. Abaterile de la lungime pot fi de $\pm 2,5$ mm, iar cele admise la diametru, datorită neregularităților, de 0,25 mm.

Pentru determinarea rezistenței la forfecare se folosește dispozitivul din fig. 2.59, care se supune la compresiune într-o presă hidraulică corespunzătoare. Dispozitivul constă din mai multe elemente de oțel, care, asamblate în diferite forme, permit obținerea de unghiuri de așezare a epruvetei ce variază de la 25 și 65°, în general însă se lucrează la 30, 45 și 60°.

2.5.2.2. Încercări in situ

Spre deosebire de încercările în laborator, încercările de forfecare in situ se fac pe locul de amplasare a construcțiilor supra- sau subterane. În acest fel, pe baza încercărilor in situ se stabilesc *coeficientul de frecare și rezistența de forfecare* pentru tipurile de roci mai reprezentative.

Metodologia de determinare cuprinde încercări pe suprafețe cu dimensiuni plane de la 40×40 cm pînă la 100×100 cm, supuse unor forțe normale și tangențiale, ale căror valori maxime la rupere raportate la suprafața încercată dau eforturile respective. Rezistența la forfecare (lunecare) este proporțională cu produsul dintre coeficientul de frecare și efortul normal:

$$\tau = f \cdot \sigma.$$

În cele de mai jos se dau cîteva exemple de încercări efectuate in situ în excavații subterane. Ele sînt de două feluri:

- 1) forfecare rocă-rocă, cu sisteme de încărcare cu prese hidraulice;
- 2) forfecare beton-rocă (cînd un bloc din beton încastrat în rocă se supune unor eforturi normale și tangențiale), realizate de asemenea cu prese hidraulice.

Într-o galerie (fig. 2.60) se taie o probă, cu dimensiuni adecvate, din vatră sau de pe pereții galeriei, astfel ca porțiunea legată de restul masivului de roci să fie orientată în direcția în care vrem să apară tăietura. Un schelet rigid metalic înconjură proba, fiind solidarizat, prin betonare, de probă. Scheletul prezintă pe o latură o suprafață cilindrică, al cărei centru coincide cu centrul scheletului și al bazei probei.

Pe probă, cu ajutorul unei articulații, vinciul care produce efortul tangențial este aplicat cu înclinări variate, funcție de puterea vinciului și de roca care se încearcă. Rezultanta acestei presiuni nu trebuie să producă nici un moment de încovoiere pe suprafața de rupere. Presiunea verticală este aplicată nemijlocit asupra probei, cu intercalarea unui strat de nisip. Apoi se măsoară deplasările celor patru colțuri ale feței superioare a probei, atît în direcția verticală cît și în cea orizontală. Mărima blocului de rocă este de la $0,4 \times 0,4$ m la 1×1 m.

Deformațiile orizontale prezintă forma parabolică clasică pentru o largă varietate de roci. Deplasările verticale sînt dimpotrivă foarte variate, depinzînd de tipul și rezistența rocii, de mărimea și înclinarea diaclazelor, de sistuozitate etc. În general s-a observat că pentru eforturi tangențiale scăzute există o mișcare descendentă a celor patru colțuri ale probei. Pe măsură ce se apropie ruperea, sensul de deplasare se inversează, astfel că la cele două colțuri dinspre sarcina aplicată are loc o mișcare ascendentă, mai mult sau mai puțin vizibilă. Această mișcare poate

fi observată și la cele două colțuri mai îndepărtate sau simultan la cele patru colțuri. Această dilatare de rupere este normală în corpurile dense. În fig. 2.61 se arată distribuția eforturilor la baza probei, admitînd că atât efortul normal cît și cel tangențial pe un plan orizontal sînt uniforme.

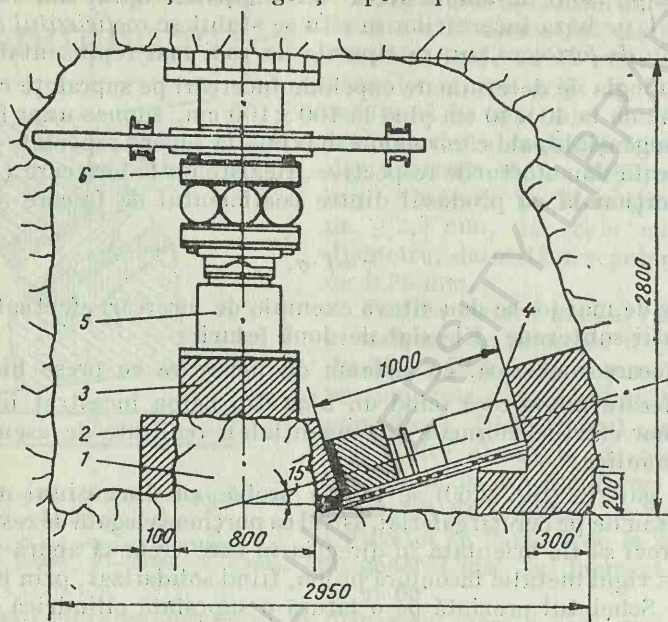


Fig. 2.60. Schemă de determinare a rezistenței la forfecare în cazul rocă-rocă:

1 — blocul de încercare; 2 — cămaşă din beton; 3 — bloc rigid din beton; 4 — vinci lateral; 5 — vinci vertical; 6 — structură de sprijin.

Dacă se acceptă distribuția Boussinesq, eforturile pe margini pe un plan vertical devin infinite, cele de pe marginea din față devin eforturi de întindere, cele de pe marginea din spate devin eforturi de compresiune. Se produce un flux de forță în aceste zone, care influențează mișcarea probei în mai multe direcții, funcție de tipul rocii și de structura sa. O mișcare poate fi ascendentă dacă roca este tare și rezistentă, sau descendentă în caz contrar. Prin urmare, criteriul adoptat pentru determinarea rupturii depinde de deplasarea în cele mai îndepărtate suprafețe față de sursa eforturilor tranșențiale. Dacă nu există o inversiune a deplasării, sau dacă ea este foarte apropiată de efortul tangențial maxim suportat de probă, atunci cea din urmă se consideră a fi rupere. Dacă inversiunea apare cu mult înainte de alunecarea totală a probei, atunci va fi necesar

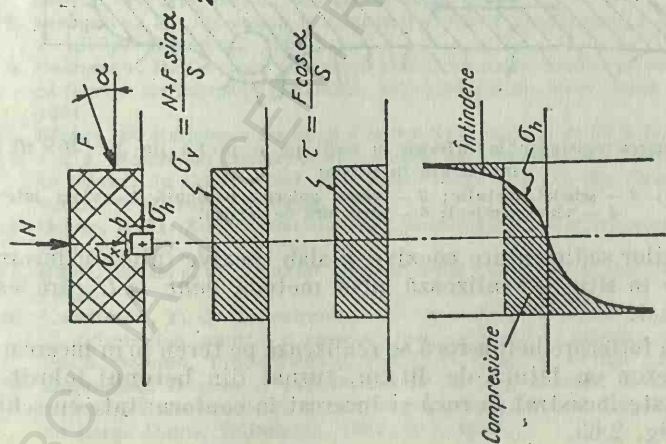


Fig. 2.61. Încercarea la forfecare în situ
- Diagrama eforturilor.

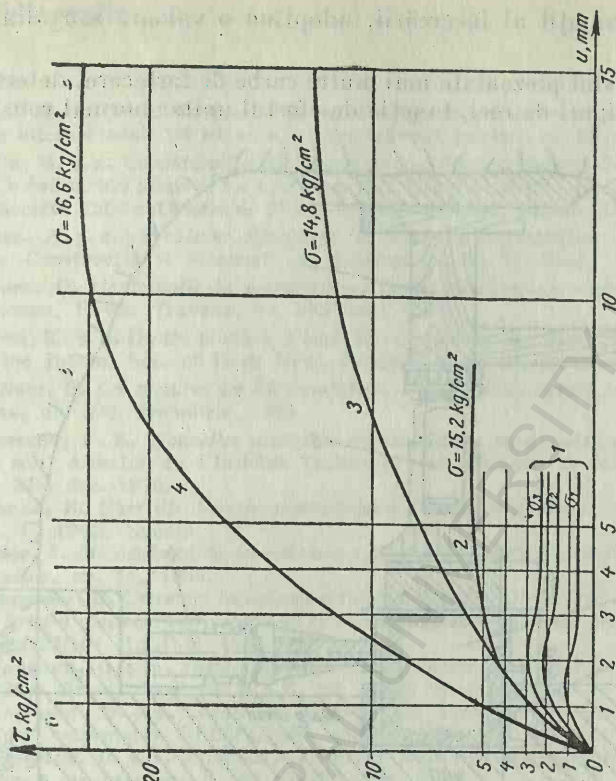


Fig. 2.62. Curbe de forfecare:
1 - nisipuri; 2 - gnaiss argilizati; 3 - gnaiss biotitic-muscovitic; 4 - gnaiss biotitic-cuarțitic.

un studiu amănunțit al încercării, adoptînd o valoare sau alta, după înprejurări.

În fig. 2.62 sînt prezentate mai multe curbe de forfecare, determinate pentru cîteva tipuri de roci, funcție de efortul unitar normal considerat.

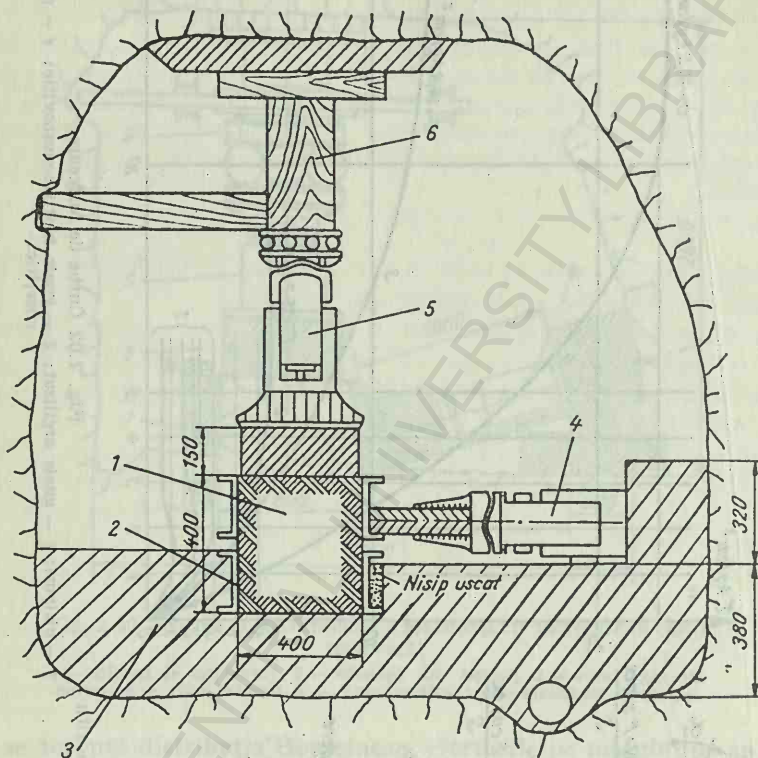


Fig. 2.63. Determinarea rezistenței la forfecare a rocii pe o probă de $40 \times 40 \times 40$ cm încastrată în beton:

1 — proba de rocă; 2 — schelet metalic; 3 — vatra galeriei betonată; 4 — vinci lateral; 5 — vinci vertical; 6 — structură de sprijin.

În cazul rocilor sedimentare coezive și slab coezive (argile), încercările la forfecare in situ se realizează prin metoda *vane test*, care este descrisă la cap. 4.

Încercarea la forfecare beton-rocă se realizează pe teren prin încercarea unui cub de beton cu latura de 40 cm, turnat din betonul folosit la fundație, care este încastrat în rocă și încercat în conformitate cu schița prezentată în fig. 2.63.

Bibliografie

1. Bollo, M. *Le projet des fondations et le comportement de roches*, Revue de la fédération internationale du bâtiment et des travaux publics, nr. 35, 1962.
2. Bollo, M. ș. a. *Considération sur l'exécution et l'interprétation d'essai de charge avec des pressions planes de 2 à 4 m² de surface*, Comptes rendus du premier congrès de la Société Internationale de Mécanique des Roches, Lisboa, 1966.
3. Beleş, A. ș. a. *Probleme referitoare la tasarea construcțiilor fundate pe loess*, Rev. Construcții și Materiale de Construcții nr. 12, 1964
4. Comes, G. *Contribuții la determinarea caracteristicilor mecanice ale unei fundații stâncoase*, Revue Travaux, nr. 375 nov. 1965.
5. Drozd, K. ș. a. *On the problem of borehole strength testing*, Proc. of the Sec. Congress of the Intern. Soc. of Rock Mec., Beograd, 1970, th. 3—46.
6. Duffant, P. *Les mesures des déformabilités à la paroi du massif rocheux*, Revue Travaux, nr. 370. noembrie, 1965.
7. Dessenne, J. L. *Nouvelles méthodes de laboratoire pour l'analyse du comportement des sols*, Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, nr. 276, dec. 1970.
8. Franke, E. *Über die Berechnungsverfahren für Zugfundamente*, Rev. Byggmästaren nr. 1, 1962, Suedia
9. Fodor, J. *Metodologia de determinare a proprietăților de rezistență a rocilor*, Revista Minelor, nr. 11, 1969.
10. Georgescu, D. *Cercetări în vederea stabilirii dispozitivelor optime pentru determinarea pe teren a coeficienților geotehnici și experimentarea instalației cu prese plate radiale*, Tema 23/101, I.S.P.H. 1963—1964.
11. Georgescu, D. ș. a. *Instalație pentru determinarea coeficientului de tasare elastic al rocilor*, Brevet Invenție R.S.R. nr. 47806 anul 1967.
12. Georgescu, D. ș. a. *Susținerea taluzelor de teren prin metoda ancorelor*, Buletin tehnic informativ DGCM-CPMB, nr. 4. 1966.
13. Georgescu, D. ș. a. *Procedeu și dispozitiv pentru betonarea ancorelor în găuri forate*, Brevet invenție R.S.R. nr. 51030 anul 1968
14. Georgescu, D. *Încercarea la compresibilitate a pământului pe suprafețe mari*, Tema 9 ISPH, București 1964.
15. Georgescu, D. *Cercetări în vederea stabilirii dispozitivelor optime pentru determinarea pe teren a coeficienților geotehnici. Dilatometrul de foraj*, Tema 9 ISPH, București, 1964.
16. Giraux, D. *Résistance des pieux à la traction*, Annales de l'I.T.B.T.P., 276, dec. 1970.
17. x x x *Mesure des modules de déformation des massifs rocheux dans les sondages*, Groupe de travail du Comité Nat. Français, 8ème Congrès des Grands Barragea, Edinburgh, 1964, rap. 16, quest. 28.
18. Heyne, K. H. *Zur Darstellung des Spannungszustandes bei echten Triaxialversuchen*, Bergakademie, nr. 4, 1968.
19. Höfer, K. H. ș. a. *Triaxial tests on salts rocks*, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. vol. 5 1968.
20. Kawamoto, T. *On the calculation of the orthotropic elastic properties from the states of deformation around a circular hole subjected to internal pressure in orthotropic elastic medium*, Proceedings of the First Congress of the I.S.R.M. Lisboa, 1966.
21. Kujundzić, B. ș. a. *A contribution to the experimental investigation of changes of mechanical characteristics of rock massives as a function of depth*, 8th Intern. Congress on Large Dams, Edinburgh, 1964, R-3, Q-28.

22. Lauffer, H. Ein Gerät zur Ermittlung der Felsnachgiebigkeit für die Bemessung von Bruckstollen und Bruckschachtauskleidungen, Geologie und Bauwesen, nr. 25, 1960, H 2/3.
23. Lauffer, H. ș. a. Die Messung der Felsnachgiebigkeit mit der TIWAG Radialpresse und ihre Kontrolle durch Rechnungsmessungen an der Bruckschachtpanzerung des Kaunertalkraftwerkes, Sitzungsberichte des ersten Kongresses der Intern. Gesell. für Felsmechanik, Hauptthemen 7—22, Lissabon, 1966
24. Link, H. Evaluation of elasticity moduli of dam foundation rock determined seismically in comparison to those arrived at statistically, R-45, Q-28, 8th Intern. Congress on Large Dams, Edinburgh, 1964.
25. Nicolitas, G. Un procédé moderne de mesure in situ de la force portante du sol, Revue Annales Techniques, nr. 4, 1962 Grecia.
26. Noel, G. Mesure du module d'élasticité en profondeur dans les massifs rocheux. Cellule de mesure., Annales d'I.T.B.T.B., nr. 185, 1963 (mai).
27. Oscar, R. In situ testing of foundation and abutment rock for dams, 8th Int. Congress on Large Dams, Edinburgh, 1964, rap. 5, quest. 28.
28. Oberti, G. ș. a. La galleria forata dell'impianto di Lovero, L'Energia Elettr., 1949.
29. Popescu, Al. Studiul stărilor de tensiune în masiv prin metoda descărcării rocilor, Revista Minelor, nr. 2, 1970.
30. Parate, N. Critère de rupture des roches fragiles, Annales de l'I.T.B.T.P. nr. 253, ianuarie 1969.
31. Parez, M. ș. a. L'oedomètre électrique, Annales d'I.I.B.T.P. nr. 218 (febr.) 1966.
32. Rocha, M. New techniques for the determination of the deformability and state of stress in rock masses, International Symposium on Rock Mechanics, Madrid, oct. 1968 și Memoria nr. 328 LNEC Lisboa, 1969.
33. Rocha, M. ș. a. Determination of the deformability of rock masses along boreholes, Theme 3—77, Proceedings of the First Congress of the International Society of Rocks Mechanics, Lisboa, 1966.
34. Rocha, M. ș. a. A new method for the determination of deformability in rock masses, Theme 2—21, Proceedings of the Second Congress of the International Society of Rock Mechanics, Beograd, 1970.
35. Rocha, M. ș. a. The Characterization of the deformability of rock masses by dilatometer test, Second Congress of the Intern. Society for Rock Mech., Beograd, 1970, Theme 2—22.
36. Seeber, G. 10 Jahre Einsatz der TIWAG-Radialpresse, Hauptthema 2-32, Proceed. of the Sec. Congr. of the Intern. Soc. of Rock Mech., Beograd, 1970.
37. Seeber, G. Auswertung von statischen Felsdehnungsmessungen, Geologie und Bauwesen, nr. 26, 1961, H. 3.
38. Rusu, O. ș. a. Probleme moderne de rezistența materialelor, București, Editura Tehnică, 1970.
39. Talobre, J. La mesure in situ des propriétés mécaniques des roches et la sécurité des barrages de grande hauteur, 8ème Congrès des Grands Barrages, Edinburgh, R-20, Q-28
40. Talobre, J. La mécanique des roches, Dunod-Paris, 1967.

3. Determinarea caracteristicilor mecanice ale rocilor la stări active de solicitare

3.1. Generalități

Dimensionarea construcțiilor subterane sau de suprafață, supuse unei stări permanente de solicitare din partea masivului de rocă, la o valoare a sarcinii efective cât mai apropiată de cea dată de rocă, prezintă un avantaj în special din punct de vedere economic.

Se menționează că prin dimensionarea lucrărilor subterane la sarcini din partea masivului de rocă se înțelege dimensionarea susținerilor, alegerea monografiilor de susținere, precum și conducerea lucrărilor de înăltare în subteran.

Cunoașterea stării efective de solicitare a construcției de către roca înconjurătoare, deci a proprietăților mecanice ale rocii după suprafețele de contact la o astfel de solicitare, poate fi realizată prin folosirea unor metode de încercare adecvate. Astfel de metode se folosesc în vederea determinării parametrilor mecanici ai rocii atunci când în câmpul acesteia iau naștere dezechilibrări (redistribuiți de eforturi unitare) datorită creării unor excavații.

Prin determinarea parametrilor mecanici ai rocii corespunzător stării de manifestare a eforturilor interioare în câmpul dezechilibrat, se poate ajunge la cunoașterea stării efective de solicitare la periferia excavației. O astfel de solicitare a câmpului de rocă din vecinătatea golurilor excavate în masa rocii (interacțiunea rocă-construcție subterană), o numim, pentru o mai bună diferențiere de alte stări de solicitare, *solicitare activă**.

Starea de solicitare activă se poate estima mai bine dacă s-ar cunoaște chiar tensorul eforturilor unitare interioare, reprezentat prin cele 6 com-

* Termenii *câmp activ*, *metodă activă*, *efort unitar activ* și *solicitare activă* nu derivă din teoria lui Rankine privind presiunea activă.

ponente cunoscute din teoria elasticității, existent în zona respectivă și înainte de practicarea unei excavații în acea zonă. În literatura de specialitate acest tensor este cunoscut sub denumirea de „stare absolută a eforturilor interioare“.

Cîmpul de rocă din vecinătatea excavației (subterane sau de suprafață) care este afectat de starea de dezechilibrare a eforturilor unitare interioare ale rocii îl numim *cîmp de solicitare activă*.

Valoarea eforturilor unitare interioare ce se manifestă pe conturul unei excavații nu trebuie confundată cu valoarea tensorului eforturilor unitare interioare ale rocii în aceleași puncte înainte de excavare.

S-a încercat, pe cale matematică, să se formuleze o legătură între eforturile unitare din cîmpul activ de rocă și componentele eforturilor unitare ale tensorului în stare de echilibru inițial (înainte de executarea excavației). În cele ce urmează se vor descrie astfel de formule, stabilite fie pe cale experimentală fie prin calcul matematic, funcție de starea de solicitare activă (monoaxială sau poliaxială).

Metodele de determinare a parametrilor mecanici (efort, deformare, modul de deformare etc.) din cîmpul rocii supus unei solicitări active (generate de o excavație) și chiar a tensorului eforturilor unitare interioare înainte de excavarea golului le numim *metode active de încercare*.

Dacă valoarea eforturilor unitare din cîmpul aflat în starea de solicitare activă se situează sub limita de deformare continuă a rocii (deformarea plastică în cazul mediilor izotrope, elastice și continue), atunci pereții excavației subterane sau de suprafață își vor modifica secțiunea geometrică pînă la redobîndirea unei noi stări de echilibru a eforturilor unitare interioare. Un factor important ce intervine în mecanismul de deformare sub sarcină activă a rocii din cîmpul activ îl constituie și timpul de redobîndire a noii stări de echilibru.

Caracteristicile de deformare în timp a rocii din cîmpul activ pot fi elucidate prin studiile de fluaj.

În literatura clasică de specialitate, starea de deformabilitate a rocii din cîmpul activ, la sarcini active în timp, este exprimată prin așa-zisa *presiune litodinamică*. În variația cîmpului de solicitare activă al rocii un prim factor îl constituie forma geometrică a excavației.

În fig. 3.1. sînt reprezentate în jumătatea de sus izobarele (curbe de egală presiune) eforturilor unitare maxime (σ_1), iar în jumătatea de jos izocurbele eforturilor unitare minime (σ_2 , σ_3) rezultate după descărcarea cîmpului activ din jurul unei excavații cu profil dreptunghiular și cu raportul laturilor de 1 : 3. Eforturile unitare active rezultate sînt calculate conform ipotezei simplificate a lui P. Kuhn.

În fig. 3.2 sînt reprezentate în mod asemănător izocurbele eforturilor unitare σ_1 și σ_2 , σ_3 după descărcarea cîmpului activ în jurul unui gol de formă circulară.

În ambele exemple, valoarea coeficientului $\mu=0,2$. Curbele punctate reprezintă valoarea eforturilor unitare de tracțiune.

Un al doilea factor foarte important în variația și mărimea câmpului activ de manifestare, după efectuarea golului, îl constituie natura litologică, structura, textura și gradul de tectonizare a rocii. În cazul roci-

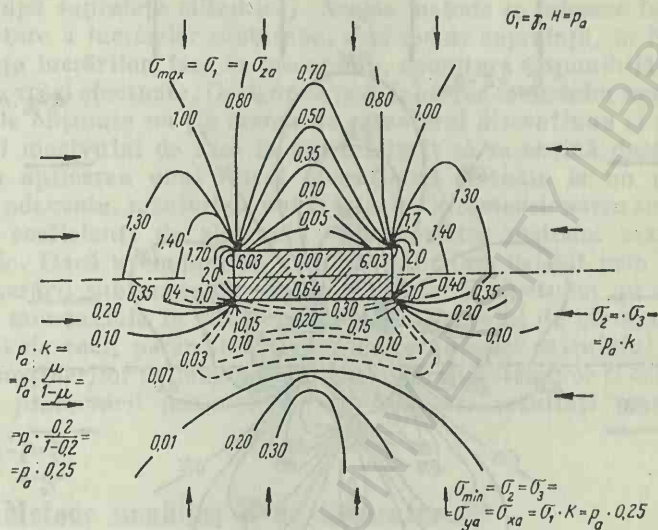


Fig. 3.1. Distribuția eforturilor unitare active după descărcarea câmpului activ în jurul unei galerii dreptunghiulare:
 — linile eforturilor unitare de compresie σ_1 (sus), și $\sigma_3 = \sigma_2$ (jos);
 ---- linile eforturilor unitare de întindere.

lor sedimentare necoezive, slab coezive și coezive moi, în zona câmpului activ eforturile unitare interioare au valori peste limita de deformabilitate continuă, sarcinile active fiind mari și viteza de deformare continuă (litodinamică) este foarte mare. În cazul rocilor metamorfice, eruptive și sedimentare coezive, care se încadrează (după Protodiakonov) în grupele de tărie medie, tare și foarte tare, câmpul activ prezintă dimensiuni mai reduse, mărimea acestuia fiind funcție numai de gradul de tectonizare, densitatea de anizotropie și de discontinuitate.

În acest din urmă caz, viteza litodinamică este lentă sau variabilă, funcție de rețeaua de fisuri.

Față de aceste considerații rezultă că problema determinării câmpului activ și a tensorului eforturilor unitare în „stare absolută” se pune de obicei în rocile tari și semitari. În literatura de specialitate, aceste roci se numesc, impropriu, și roci stîlcoase sau semistîlcoase. Majoritatea

construcțiilor subterane sau de suprafață supuse la sollicitări active sînt amplasate în astfel de roci. Deci încercările active pentru determinarea proprietăților mecanice se folosesc de obicei în rocile stîncioase sau semi-stîncioase. Deoarece aceste roci se caracterizează printr-o neomogenitate

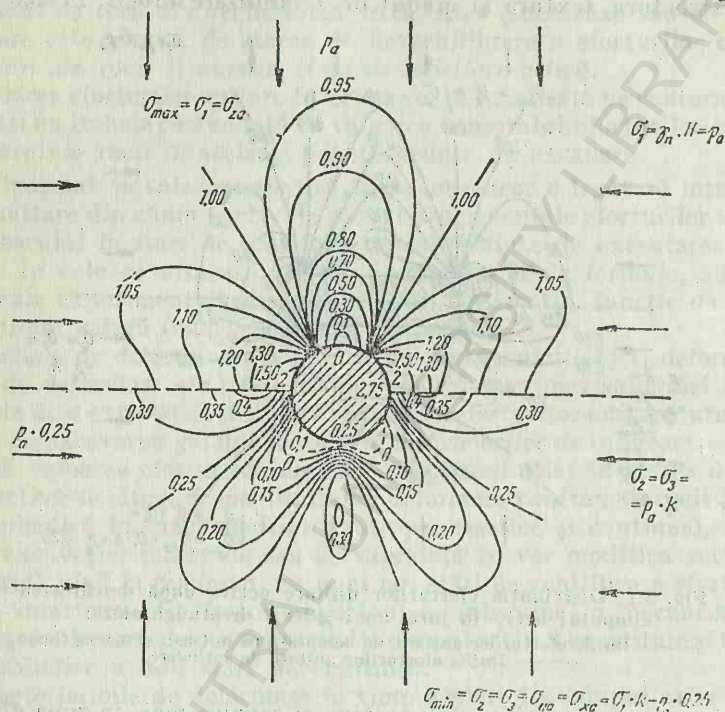


Fig. 3.2. Distribuția eforturilor unitare active după descărcarea cîmpului activ în jurul unei galerii circulare pentru $m=5$ (după P. Kuhn):
 ——— liniile eforturilor unitare de compresie σ_1 (sus), și $\sigma_3 = \sigma_2$ (jos);
 - - - - - liniile eforturilor unitare de întindere.

texturală și printr-o rețea de fisuri cu grade diferite de intensitate, interesează în mod deosebit determinarea atât a valorii eforturilor din cîmpul de sollicitare activă asupra construcțiilor aferente cit și a tensorului eforturilor unitare. Dificultatea estimării acestor valori este funcție de intensitatea fisurației și de microtectonica zonei. În aceste cazuri, determinarea prin metode de încercare activă monoaxială și biaxială este mai greoaie decît prin metode poliaxiale.

Prin folosirea metodelor de încercare după suprafețe cilindrice se pot estima în schimb nu numai valoarea cîmpului activ de eforturi unitare,

dar și tensorul eforturilor unitare înainte de executarea excavației, după cum se va arăta în continuare.

Deci starea eforturilor redistribuite în masivul excavat după contururi geometrice diferite, precum și manifestarea acestora pe contur poate fi determinată prin metode active monoaxiale sau poliaxiale (biaxiale sau după suprafețe cilindrice). Aceste metode se folosesc în practica de proiectare a lucrărilor subterane, mai rar de suprafață, în funcție de importanța lucrărilor, faza de proiectare, aparatura disponibilă și numărul de încercări efectuate. Desigur că prin folosirea metodelor monoaxiale, rezultatele obținute nu țin seama de caracterul discontinuu și anizotrop spațial al masivului de rocă în așa fel încît să se obțină date corecte. Dar prin aplicarea unui calcul operațional statistic la un număr de încercări adecvate, rezultatele pot fi folosite la dimensionarea susținerilor aplicînd coeficienți de siguranță corespunzător metodei rezistențelor admisibile. Dacă avem însă un câmp de solicitare definit prin lungimea dată a lucrării subterane cu contur cilindric, și efectuăm un număr de încercări monoaxiale in situ corespunzător gradului de eterogenitate al masivului de roci, parametrii geomecanici necesari calculului de rezistență al susținerilor pe lungimea câmpului de solicitare vor fi cei obținuți în urma prelucrării parametrilor de încercare rezultați prin metode statistice.

3.2. Metode analitice și de laborator

Se deosebesc următoarele metode de încercare a rocilor aflate într-o stare de solicitare activă:

- metoda analitică;
- metoda experimentală de laborator;
- metoda determinări in situ (în loc).

Metode analitice. Aceste metode se bazează pe calculul eforturilor unitare manifestate în jurul gurilor subterane, plecînd de la ipotezele clasice privind distribuția acestor eforturi în jurul lucrărilor subterane (v. Mecanica rocilor de M. Stamatiu, 1962).

Una dintre aceste ipoteze admite existența așa-numitei „bolte de dărimare” din tavanul unei lucrări subterane, ce generează în partea mediană săgeata boltei. Teoria a fost dezvoltată de M. M. Protodiaconov, care a stabilit că $h = \frac{l}{2f}$. Acesta folosește pentru determinarea efortului activ următoarea expresie:

$$p_a = \frac{2}{3} l h \cdot \gamma_a = \frac{l}{3f} \cdot \gamma_a l^3, \quad (3.1)$$

în care: l este deschiderea lucrării subterane la nivelul tavanului; h — săgeata boltei; γ_a — greutatea specifică a rocii; f — coeficientul de tărie al rocii.

În cazul cînd cîmpul activ din lucrarea subterană se extinde și în pereții laterali ai lucrării, atunci l din formula (3.1) se înlocuiește cu L (fig. 3.3):

$$L = l + 2h_0 \operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right),$$

unde h_0 este înălțimea lucrării, iar φ — unghiul de frecare internă al rocii.

Efortul activ lateral la nivelul tavanului este:

$$e_1 = h_n \cdot \gamma_a \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2), \quad (3.2)$$

iar la nivelul tălpii:

$$e_2 = (h_n - h_0) \cdot \gamma_a \cdot \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2), \quad (3.3)$$

unde $h_n \approx h$.

Eforturile laterale active sînt generate de planul de alunecare $I-I'$ (fig. 3.3), care se presupune că se creează la un unghi de $45^\circ - \varphi/2$.

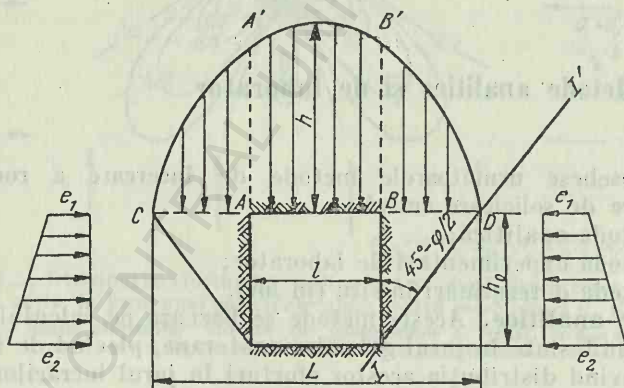


Fig. 3.3. Distribuția eforturilor unitare din cîmpul activ în tavan și în pereții laterali ai lucrării subterane.

Unele din metodele analizate determină efortul activ cu ajutorul momentului maxim de încovoiere dezvoltat în elementul de susținere și datorat împingerilor active. Se obține următoarea relație:

$$P = \frac{\pi d^2}{8l} \cdot \frac{12c + 3l}{6c + 2l} \cdot \sigma_s, \quad (3.4)$$

în care: l este deschiderea (lăţimea) lucrării la nivelul tavanului; $c=0,5 \times (L-l)$; L — deschiderea galeriei de exploatare; d — grosimea susţinerii; σ_s — rezistenţa admisibilă a materialului de susţinere.

Alte metode analitice pleacă de la determinarea greutăţii coloanei litologice la adâncimea ce urmează să se execute lucrarea subterană şi anume:

$$\sigma_1 = H\gamma_a = \sigma_{za}. \quad (3.5)$$

Eforturile orizontale active σ_{ya} şi σ_{xa} se determină cu ajutorul relaţiei efort-deformaţie, stabilită în teoria elasticităţii pe baza legii generalizate a lui Hooke:

$$\begin{aligned} \varepsilon_x &= \frac{1}{E} \sigma_{xa} - \mu(\sigma_{ya} + \sigma_{za}) = 0; \\ \varepsilon_y &= \frac{1}{E} \sigma_{ya} - \mu(\sigma_{xa} + \sigma_{za}) = 0. \end{aligned} \quad (3.6)$$

Deformaţiile ε_x şi ε_y se obţin prin încercare pe o probă de laborator la sarcina σ_{za} .

Aceste din urmă metode sînt cu totul informative şi nu corespund în general datelor din teren, datorită caracterului anizotrop şi discontinuu al rocii în loc.

Metode experimentale de laborator. La scara încercărilor de laborator, eforturile active se determină cu ajutorul modelelor descrise pe larg în literatura de specialitate. Sînt cunoscute experienţele pe modele de oţel, marmură, gresie şi alte roci în care s-a studiat cîmpul activ dezvoltat în jurul unor goluri practicate în modele. În acest scop se modelează cîmpul eforturilor unitare din model, prin exercitarea unor eforturi la scara modelului, cu ajutorul preselor.

Prin cercetări de laborator pe modele se pot studia influenţa următorilor factori: forma cea mai raţională a secţiunii transversale a lucrării subterane, proprietăţile rocilor, rigiditatea susţinerilor ş.a. Acestea permit controlul determinărilor obţinute pe cale teoretică.

Se cunosc două procedee de modelare cu ajutorul cărora să se menţină condiţiile de similitudine, în special cu privire la greutatea volumetrică a rocii:

— metoda modelării centrifugale, constînd în înlocuirea forţelor masice prin forţe de inerţie, cum este, de exemplu, forţa centrifugă la care este supus modelul (în fig. 3.4. se dă schema centrifugii);

— metoda materialelor echivalente, care constă în înlocuirea rocii din model cu un material artificial astfel încît proprietăţile fizico-mecanice ale acestora să se păstreze într-un anumit raport cu proprie-

tățile fizico-mecanice ale rocilor modelate. Acest raport se determină pe baza legii comune a similitudinii dinamice stabilite de Newton:

$$\frac{f}{F} = \frac{\rho}{\rho_1} \cdot \frac{l^2}{L} \cdot \frac{v^2}{V^2}, \quad (3.7)$$

unde f , ρ , l , v precum și F , ρ_1 , L , V sînt forța, densitatea, lungimea și viteza din model și respectiv din obiectul modelat.

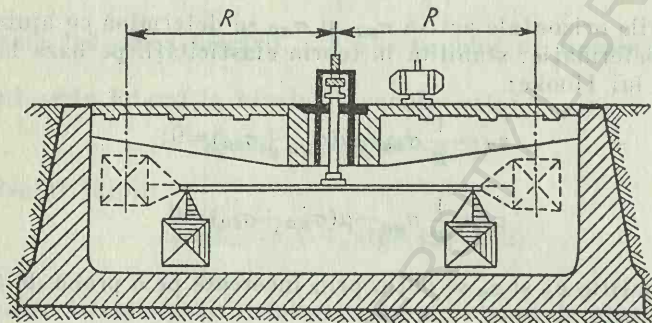


Fig. 3.4. Schema centrifugii pentru determinarea eforturilor din cimpul activ.

Nu se va insista asupra metodelor analitice de laborator, deoarece acestea, afară de faptul că sînt descrise în literatura de specialitate, nu asigură un grad de precizie în determinarea eforturilor unitare active, ținînd seama de caracterul eterogen și discontinuu al rocii în loc.

3.3. Metode de determinare in situ la stări de solicitare monoaxială

3.3.1. Principii teoretice și formule de calcul

În cazul unei excavații subterane sau de suprafață, cînd eforturile unitare interioare se manifestă după o direcție preponderentă, pentru determinarea acestor eforturi (decî pentru determinarea comportărilor rocii la solicitări active după aceste direcții), se folosesc metode mono-axiale de încercare.

În cazul galeriilor subterane cu profil trapezoidal, se consideră de obicei că direcția preponderentă de manifestare a eforturilor unitare

interioare este cea verticală, din acoperișul lucrării subterane (fig. 3.5).

Determinarea presiunii cîmpului activ al rocii din tavanul unei astfel de excavații constituie o determinare monoaxială.

În alte cazuri, cînd în peretele unui taluz sau în pereții unei excavații subterane se practică deschizături (nișe) plane* (fig. 3.6), efortul unitar activ preponderent ce se manifestă asupra nișei în zona peretelui, este cel perpendicular pe nișă. Considerînd un sistem de axe ortogonale X, Y, Z , raportat față de axa excavației subterane, se poate determina unul din eforturile unitare interioare ale cîmpului activ ce se manifestă pe conturul excavației în funcție de orientarea nișei plane. Astfel, în cazul nișei 1 practică în peretele excavației (fig. 3.6) efortul unitar interior activ determinat este σ_{ya} . La fel și pentru cazul nișelor 2 sau 3, cînd rezultă valorile σ_{za} sau σ_{xa} .

Dacă se folosesc ipotezele simplificative ale lui P. Kuhn privind distribuția uniformă a eforturilor unitare interioare într-un masiv de rocă considerat omogen și izotrop, atunci efortul unitar principal maxim σ_1 este dirijat după verticală, iar eforturile principale minime σ_2 și σ_3 sînt egale și reduse față de σ_1 cu un coeficient de contracție transversală funcție de constanta lui Poisson m sau de coeficientul lui Poisson $\mu = \frac{1}{m}$.

Efortul unitar principal maxim σ_1 este egal cu presiunea litostatică:

$$\sigma_1 = \gamma_a \cdot H = p_a, \quad (3.8)$$

unde: γ_a este greutatea (specifică) aparentă a rocii, iar H — înălțimea coloanei litostatice.

Dacă detașăm din masivul de rocă un cub în care s-a practicat o excavație trapezoidală, ca în fig. 3.6, atunci conform teoriei de mai sus, avem:

$$\sigma_1 = \sigma_{za}; \quad \sigma_2 = \sigma_{xa}; \quad \sigma_3 = \sigma_{ya}; \quad (3.9)$$

$$\sigma_2 = \sigma_3 = \gamma_a \cdot H \left(\frac{1}{m-1} \right) = \gamma_a \cdot H \left(\frac{\mu}{1-\mu} \right) = \gamma_a \cdot H \cdot K = p_a K, \quad (3.10)$$

* Prin deschizătura plană se înțelege o nișă de grosime redusă, practică sau existentă în peretele unei lucrări.

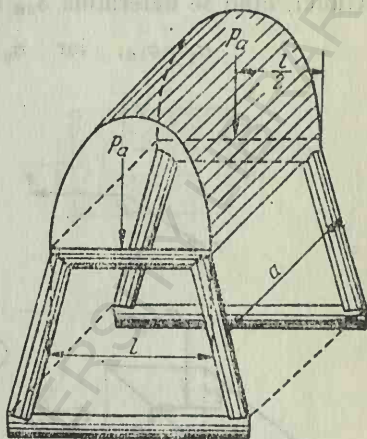


Fig. 3.5. Manifestarea presiunilor active în tavanul unei lucrări trapezoidale.

unde K este un coeficient funcție de coeficientul lui Poisson:

$$K = \frac{\mu}{1-\mu}. \quad (3.11)$$

Atunci, cînd se determină σ_{za} avem:

$$\sigma_1 = \sigma_{za}, \text{ iar } \sigma_2 = \sigma_3 = \sigma_{ya} = \sigma_{xa} = 0. \quad (3.12)$$

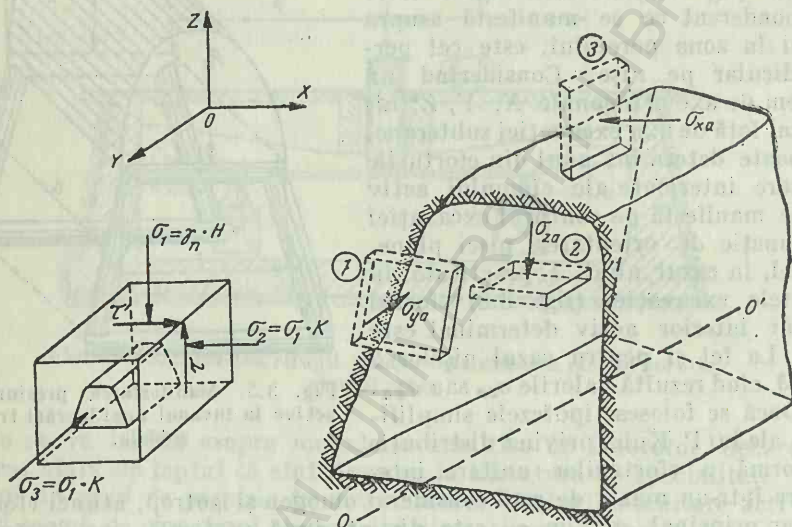


Fig. 3.6. Manifestarea monoaxială a efortului unitar activ în cazul descărcării parțiale prin crearea de deschizături plane.

în cazul cînd se determină σ_{ya} avem:

$$\sigma_2 = \sigma_{ya}, \text{ iar } \sigma_1 = \sigma_3 = \sigma_{za} = \sigma_{xa} = 0 \text{ ș.a.m.d.} \quad (3.12')$$

Față de cele de mai sus rezultă că efortul unitar manifestat în aco-periș și determinat prin metoda monoaxială, cu ajutorul unei galerii de încercare cu profil trapezoidal, este σ_1 .

În mod asemănător se obțin eforturile unitare σ_1 , σ_2 sau σ_3 la pereții unei excavații subterane prin metoda monoaxială activă a deschizăturilor plane (nișe), arătată în fig. 3.6.

Cînd se practică o nișe plană în peretele unei excavații (fig. 3.7) cu grosime mai mare, se observă că pe lângă efortul unitar normal preponderent σ_{za} se manifestă și efortul unitar normal σ_{ya} , care este cu atît mai mare cu cît latura a a nișei este mai mare. În această situație,

metoda de determinare a cîmpului activ cu ajutorul deschizăturilor nu mai are un caracter monoaxial, ci biaxial. Încercarea se consideră monoaxială atunci cînd în urma practicării unei nișe cu grosimea redusă, efortul unitar normal după latura a tinde spre 0.

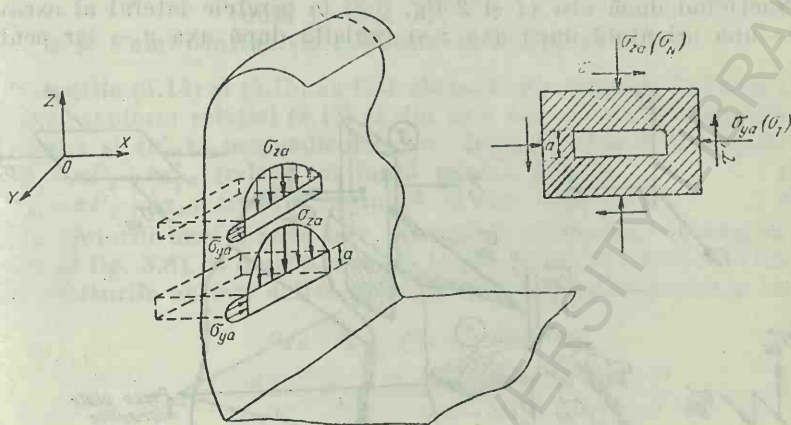


Fig. 3.7. Manifestarea biaxială a eforturilor unitare din cîmpul activ în jurul unei nișe.

Unii autori folosesc pentru determinarea biaxială (plană) a eforturilor unitare din cîmpul activ metoda nișelor plane, considerînd că eforturile se dezvoltă biaxial, într-un plan perpendicular pe planul deschizăturii. Astfel, Alexander L. G., a stabilit o ecuație care exprimă eforturile unitare biaxiale din cîmpul activ al unei plăci subțiri [1]. În acest scop, el a practicat o gaură eliptică după periferia căreia se manifestă o presiune P , echivalentă restabilirii echilibrului inițial al eforturilor interioare din masa plăcii. Presiunea P este exercitată cu o presă plată introdusă în nișa din peretele unei excavații, care restabilește echilibrul inițial al eforturilor interioare din masa rocii (fig. 3.8).

Desfășurarea matematică pentru obținerea acestei ecuații se bazează pe un calcul cu variabile complexe, într-un sistem de coordonate plane eliptice. Relația obținută este:

$$\sigma_N = aP + b\sigma_T, \quad (3.13)$$

în care: a și b sînt constante funcție de deplasările anumitor puncte ale cîmpului activ situate la o distanță oarecare față de conturul nișei;

σ_N este efortul unitar normal perpendicular pe nișe (σ_{za} din fig. 3.7);

σ_T — efortul unitar normal perpendicular pe latura mică a nișei (σ_{ya}).

Practicînd două nișe (1 și 2 fig. 3.8) în peretele lateral al excavației — una orientată după axa z și cealaltă după axa y — iar pentru

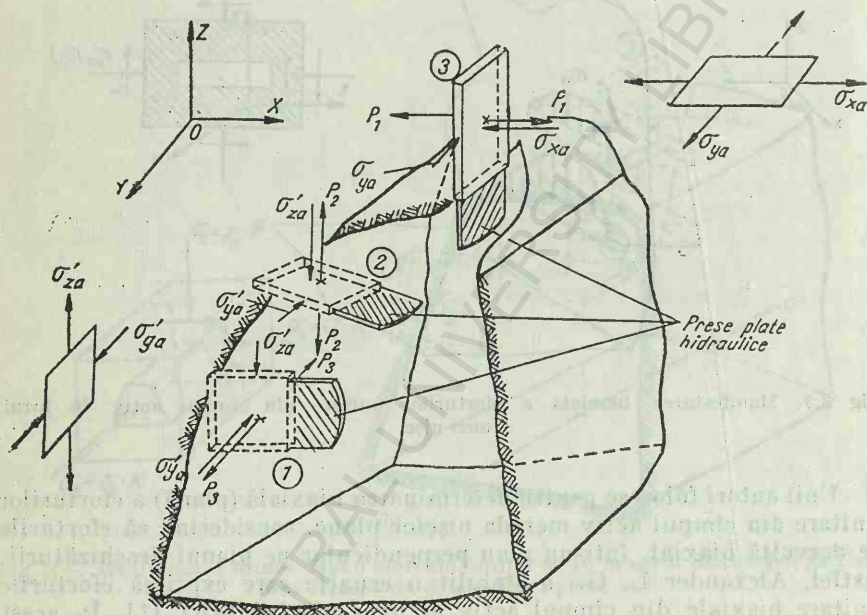


Fig. 3.8. Restabilirea cîmpului inițial cu ajutorul presei plate în vederea determinării biaxiale a eforturilor unitare.

restabilirea echilibrului inițial al eforturilor unitare din cîmpul de rocă din jurul celor două nișe, fiind necesare presiunile P_2 și P_3 (date de presele plate hidraulice respective), se obțin conform teoriei de mai sus, valorile eforturilor unitare active biaxiale într-un plan vertical [19]:

$$\sigma'_{za} = \frac{a}{1-b^2} (P_2 + bP_3); \quad (3.14)$$

$$\sigma'_{ya} = \frac{a}{1-b^2} (P_3 + bP_2), \quad (3.15)$$

unde: σ'_{za} și σ'_{ya} sînt eforturile unitare ale cîmpului activ din peretele
excavației, perpendicular pe deschizăturile 2 și 1;
 P_2 este presiunea de echilibru dată de presa plată introdusă în nișa 2 (fig. 3.8);
 P_3 — presiunea de echilibru dată de presa plată introdusă în nișa 1;

a și b sînt constantele explicate în relația (3.13).

Ecuatiile (3.14) și (3.15) au fost obținute din relațiile (3.16) și (3.17) stabilite conform relației (3.13) și din care s-au eliminat eforturile unitare (σ'_{ya}) și (σ'_{za}), perpendicularare pe deschizăturile 1 și respectiv 2:

$$\sigma'_{za} = aP_2 + b\sigma'_{ya} \quad (\text{relația obținută pentru nișa 2}) \quad (3.16)$$

$$\sigma'_{ya} = aP_3 + b\sigma'_{za} \quad (\text{relația obținută pentru nișa 1}) \quad (3.17)$$

Cu ajutorul unei a treia nișe, practicate în tavanul excavației subterane (3 fig. 3.8), și după o serie de transformări, se obțin relațiile care arată eforturile unitare active biaxiale într-un plan orizontal și anume:

$$\sigma_{ya} = \sigma'_{ya} + \mu(\sigma_{xa} - \sigma'_{za}); \quad (3.18)$$

$$\sigma_{xa} = \frac{a}{1-\mu b} \cdot P_1 + \frac{(1-b^2)(1-\mu b)}{ab(b-\mu)} P_2 + \frac{1-b^2}{ab}, \quad (3.19)$$

în care: σ_{ya} și σ_{xa} sînt eforturile unitare active dintr-un plan orizontal din tavanul galeriei (fig. 8);

σ'_{ya} și σ'_{za} — eforturile unitare active dintr-un plan vertical obținute în peretele galeriei conform relațiilor (3.16 și 17);

μ — coeficientul lui Poisson;

P_1 — presiunea de echilibru dată de presa plată introdusă în nișa 3.

Relațiile de mai sus s-au obținut plecînd, pe de o parte, de la relațiile spațiale dintre deformații și eforturi din teoria elasticității, bazate pe legea generalizată a lui Hooke aplicată la cazul de față, iar pe de altă parte, de la expresia stabilită conform relației (3.13). Astfel, din relațiile (3.20) și (3.21):

$$[(\sigma_{ya} - \sigma_Y) - \mu\{\sigma_{xa} - (\sigma_X + \sigma_Z)\}] = 0 \quad (3.20)$$

$$[(\sigma'_{ya} - \sigma_Y) - \mu\{\sigma'_{za} - (\sigma_Z + \sigma_X)\}] = 0 \quad (3.21)$$

se obține expresia (3.18). Ecuatiile (3.20) și (3.21) s-au obținut din următoarea relație efort-deformație:

$$\varepsilon_y = \frac{1}{E} \cdot [(\sigma_{ya} - \sigma_Y) - \mu\{\sigma_{xa} - (\sigma_X + \sigma_Z)\}] = 0. \quad (3.22)$$

$$\varepsilon_{yy} = \frac{1}{E} [(\sigma_{ya}^* - \sigma_Y) - \mu\{\sigma_{za}' - (\sigma_Z + \sigma_X)\}] \quad (3.22')$$

Din ecuația $\sigma_{xa} = aP_1 + b\sigma_{ya}$ și relația (3.18), precum și din substituirea lui σ_{za} și σ_{ya} în relațiile (3.11) și (3.15) se obține ecuația (3.19).

De menționat că în literatura de specialitate nu s-au stabilit relații teoretice între efortul unitar al cîmpului activ determinat prin încercări monoaxiale active în loc și tensorul eforturilor unitare ale rocii în stare inițială. Acest lucru este valabil chiar și în cazul încercărilor biaxiale active.

Rezultă că prin încercările monoaxiale active se poate determina numai efortul unitar interior din cîmpul activ al rocii, manifestat după o direcție preponderentă.

Din punct de vedere teoretic, rezultatele obținute în încercările monoaxiale și chiar biaxiale active nu exprimă integral proprietățile mecanice din cîmpul activ al rocii. Parametrii mecanici obținuți pot fi folosiți în proiectarea construcțiilor subterane, atunci cînd faza de întocmire a proiectului solicită o interpolare sau extrapolare a caracteristicilor mecanice ale masivului obținute prin alte metode de încercare, după cum s-a amintit mai înainte.

3.3.2. Metodologia încercărilor

În practica determinării proprietăților mecanice ale rocii supuse unei stări monoaxiale de solicitare activă se fac atît încercări indirecte cît și încercări directe.

După cum s-a mai arătat, se consideră că starea monoaxială de solicitare activă se exercită atunci cînd eforturile unitare din jurul golului subteran se manifestă după o direcție preponderentă.

Rezultatele obținute prin metode indirecte au caracter estimativ, pe cînd metodele directe de încercare furnizează date mai exacte cu privire la starea monoaxială de solicitare în masiv. De aceea, în cele ce urmează, metodele directe vor fi descrise mai amănunțit, iar cele indirecte mai succint.

3.3.2.1. Încercări directe

Metodologia folosită în încercările directe pentru determinarea proprietăților mecanice ale rocii supuse unei stări active monoaxiale de solicitare constă în determinarea efortului unitar activ (sau a eforturilor unitare atunci cînd se consideră o stare de solicitare biaxială),

prin intermediul unor elemente sau dispozitive plasate pe suprafața cîmpului activ al rocii. Acestea măsoară ori deformațiile produse în urma solicitării active a rocii, ori efortul unitar al cîmpului activ.

Metodele directe ce măsoară eforturile sau deformațiile cîmpului activ se diferențiază în funcție de natura descărcării (decomprimării) cîmpului de rocă supus solicitării active. Atunci cînd se practică un gol în masa unei roci se poate obține, în funcție de mărimea golului, o manifestare totală a cîmpului activ (descărcarea totală) sau o manifestare parțială.

Metodele de încercare monoaxială activă a rocii care urmăresc descărcarea totală a eforturilor interioare determină mărimea acestor eforturi, dar nu pot determina și modulul de deformabilitate (coeficientul de deformabilitate), util în caracterizarea proprietăților mecanice ale rocii. În schimb, prin aplicarea metodelor care folosesc descărcarea parțială se poate determina și modulul de deformabilitate al rocii.

În practica curentă, se fac trei tipuri de încercări monoaxiale de determinare directă în loc a eforturilor unitare ale cîmpului activ al rocii:

1. măsurarea deformațiilor la descărcare totală;
2. măsurarea deformațiilor sau eforturilor unitare la descărcare parțială;
3. restabilirea echilibrului inițial al rocii prin solicitare pasivă.

Măsurarea deformațiilor la descărcare totală. Prin această încercare se urmărește să se determine valoarea totală a efortului unitar interior al rocii ce se manifestă în zona marginală a peretelui unui gol subteran, atunci cînd cîmpul activ al acestei zone este total detensionat. Această încercare a devenit clasică, fiind practică de multă vreme.

Se poate deci determina efortul total interior al rocii ce se poate manifesta după o direcție monoaxială aleasă.

Dacă, de exemplu, în pereții unei galerii subterane se practică două deschizături (nișe) orizontale 1, cu lățimea l și la distanța d , după ce în prealabil s-au montat reperii martor 2 fig. 3.9, în cîmpul de rocă cuprins între cele două nișe se va manifesta efortul unitar interior la valoarea lui totală. Efortul unitar determinat va fi cel dirijat perpendicular pe nișe adică după verticală (ca în fig. 3.9) sau după oricare altă direcție, funcție de orientare celor două nișe.

Reprezentînd grafic starea monoaxială a efortului unitar interior în coordonate σ, ε (fig. 3.10), se observă că curba AB reprezintă starea de compresiune naturală. La descărcarea totală a cîmpului activ, starea efort-deformație poate fi reprezentată prin curba BC'' sau BC' , funcție de gradul de șistuoziitate sau fisurație al rocii.

Efortul se determină cu ajutorul unui microcomparator 3 (fig. 3.9), montat la cei doi reperii. După executarea celor două nișe, distanța z

se va mări la z' și va fi marcată de către microcomparator. Pe baza relației efort-deformație se va determina efortul unitar interior manifestat la descărcare totală (σ_{za}). Se menționează că reperii 2 trebuie montați la o adâncime l suficientă față de adâncimea T a deschizăturii, pentru ca efortul determinat să fie cât mai exact.

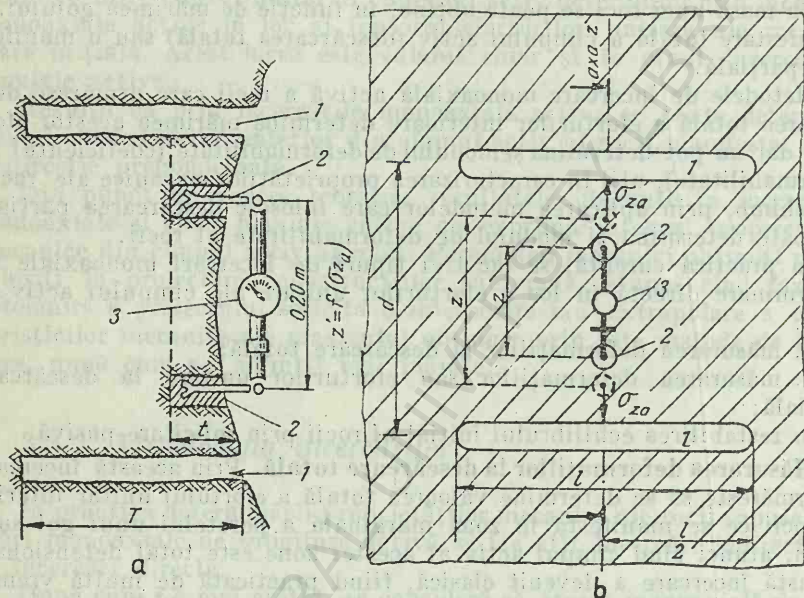


Fig. 3.9. Schema descărcării totale a cimpului activ în vederea determinării efortului unitar activ: a — secțiune verticală; b — vedere în plan.

Ca dispozitive de măsurare a deformațiilor se mai pot folosi cu succes traductoare tensoacustice (cu corzi vibrante). Prin diferența citirii frecvenței oscilațiilor în starea inițială și în stare detensionată a cimpului activ de rocă se poate determina efortul unitar monoaxial σ_{za} , conform relațiilor (3.8) și (3.9).

Măsurarea deformațiilor sau eforturilor unitare la descărcare parțială. În funcție de forma geometrică a unui gol excavat în masa unei roci, eforturile unitare din cimpul activ se pot manifesta total sau parțial.

Dacă se consideră o rocă omogenă, izotropă și elastică în care se execută o excavație, descărcarea parțială în jurul golului creat va fi cu atât mai avansată cu cât forma geometrică a acestui gol va predomina

după o direcție (de ex. forma dreptunghiulară cu două laturi diametral opuse, reduse în dimensiune). Pe baza acestui principiu se folosesc procedee de încercare activă monoaxială la decompresiune parțială, atât în pereți cât și în tavanul unei excavații subterane.

Determinarea monoaxială a efortului unitar exercitat în câmpul activ prin metoda descărcării parțiale prezintă avantaj față de prima, în sensul că se pot cunoaște și caracteristicile de deformabilitate ale rocii. Însă pentru cunoașterea acestor caracteristici este necesar să fie calculate în prealabil (în laborator) constantele de deformabilitate (modulul și coeficientul lui Poisson).

Cu cât descărcarea rocii este mai parțială, cu atât mai precisă este determinarea caracteristicilor de deformabilitate a rocii.

Dacă curba OC din fig. 3.11 constituie compresiunea naturală a rocii, descărcarea parțială prin care se determină efortul unitar al câmpului activ este curba AB (curba AB' este descărcarea totală). În continuare se prezintă câteva procedee bazate pe principiul acestei metode.

Procedeele deformațiilor prin practicarea unei nișe în peretele unei excavații subterane. Pentru determinarea efortului unitar activ după o direcție de exemplu verticală (σ_{za}) din peretele unei excavații, se montează mai întâi reperii 2 din fig. 3.12, la distanța z și $2z$ după o axă simetrică. Între acești repere se montează extensometre de măsurare a deformațiilor mecanice sau electroacustice cu fixarea citirilor la 0. Se practică apoi, perpendicular pe direcția reperilor, nișa 1; în timpul executării deschizăturii (nișei) se citesc deformațiile obținute. Deformația medie obținută dă, pe baza relației efort-deformație, valoarea efortului unitar activ σ_{za} .

Procedeele măsurării efortului activ din tavanul lucrării subterane la contactul cu stîlpul sau elementul de susținere. Acest procedeu se bazează pe principiul măsurării efortului din câmpul activ descărcat parțial, manifestat în acoperișul unei lucrări subterane excavate în general după un profil trapezoidal. Descărcarea câmpului activ, în care se dezvoltă efortul unitar, din acoperișul lucrării subterane este direct proporțională cu deschiderea la tavanul lucrării.

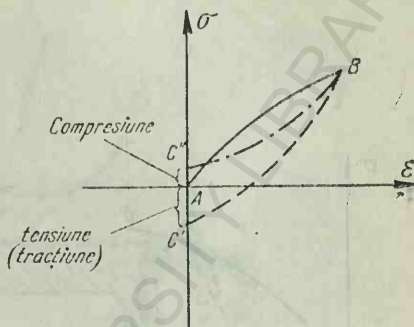


Fig. 3.10. Curbele compresiunii naturale și a descărcării totale într-un câmp de rocă.

Efortul unitar activ al rocii din acoperișul lucrării, dirijat după verticală (σ_{za}), se măsoară cu ajutorul unor dinamometre bazate pe principiul hidraulic (mesdoze) sau cu aparate bazate pe principiul electric (doze sau traductori). Aceste dispozitive sînt concepute în așa fel încît

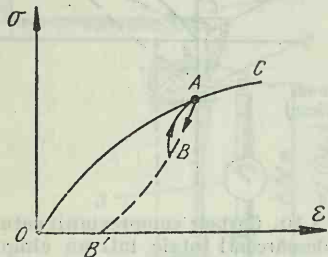


Fig. 3.11. Curba compresiunii naturale și a descărcării parțiale într-un cîmp de rocă.

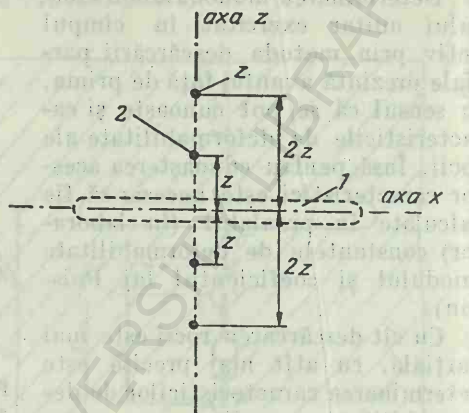


Fig. 3.12. Determinarea efortului unitar activ la decompresiune (descărcare) parțială cu ajutorul unei nișe:

1 — nișa în care urmează să se introducă presa plată; 2 — mărci-reperi.

să se adapteze sistemului de amplasare între stîlpul de susținere și grinda cadrului, solicitat direct de presiunea rocii din acoperiș.

Dispozitivele măsoară eforturile active verticale concentrate. Prin raportarea efortului obținut la suprafața aferentă de susținere se obține efortul unitar activ σ_{za} .

În fig. 3.13 este reprezentată o doză electrică tip ICEMIN, cu capacitatea de măsurare de 25 tf, bazată pe principiul tensometriei rezistive [13]. Elementul principal îl constituie un cilindru interior 1, pe care s-au lipit (în interior) timbre tensiometrice. Acesta, supus la sarcini, măsoară, cu ajutorul timbrei, valoarea sarcinii (a efortului activ al rocii).

La partea superioară doza este prevăzută cu o pălărie 2, ce realizează un contact strîns cu grinda. La partea inferioară este prevăzută cu o placă 3, care se fixează de telescopul stîlpului de susținere 4.

Mai multe doze ICEMIN de alt tip sînt amplasate pe cozorocul secțiilor de susținere ale complexului mecanizat OMKT-IV.

Procedeu măsurării directe a efortului activ din tavanul lucrării subterane. Prin acest procedeu se determină în mod direct efortul ce se manifestă în roca din tavanul lucrării subterane. Cu cît suprafața cîm-

pului activ la care se măsoară efortul este mai mare, cu atât mai reală este valoarea efortului unitar activ obținut prin împărțirea efortului măsurat la suprafața de măsurare.

La o galerie experimentală de pe șantierul Hidrocentralei Argeș s-a folosit în acest scop un dispozitiv construit cu o capacitate de măsu-

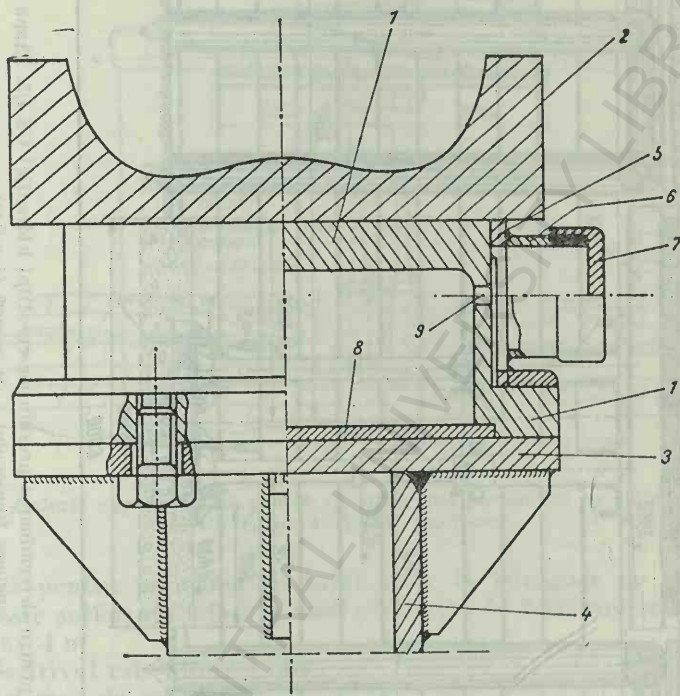


Fig. 3.13. Doză electrică tip ICEMIN pentru măsurarea sarcinilor concentrate până la 25 tf:

- 1 — cilindru interior de care se fixează mărcile tensometrice; 2 — pălărie de susținere a grinzii;
- 3 — placa de reazem a cilindrului interior; 4 — stîlp susținere; 5 — cilindru exterior;
- 6 — piesă pentru montarea fișei de contact a conductorilor electrici; 7 — capac de protecție;
- 8 — capac de etanșare a cilindrului interior; 9 — orificiu de ieșire a conductorilor de la mărcile tensometrice.

rare de maximum 50 tf, avînd ca element de bază stîlpii hidraulici GS 4/5. Măsurătorile eforturilor din tavan s-au făcut în două etape. În prima etapă, efortul a fost determinat pe un tronson modul de 2 m lungime (fig. 3.14), iar în a doua etapă s-a măsurat efortul din tavan pe toată lungimea galeriei experimentale (fig. 3.15) [2].

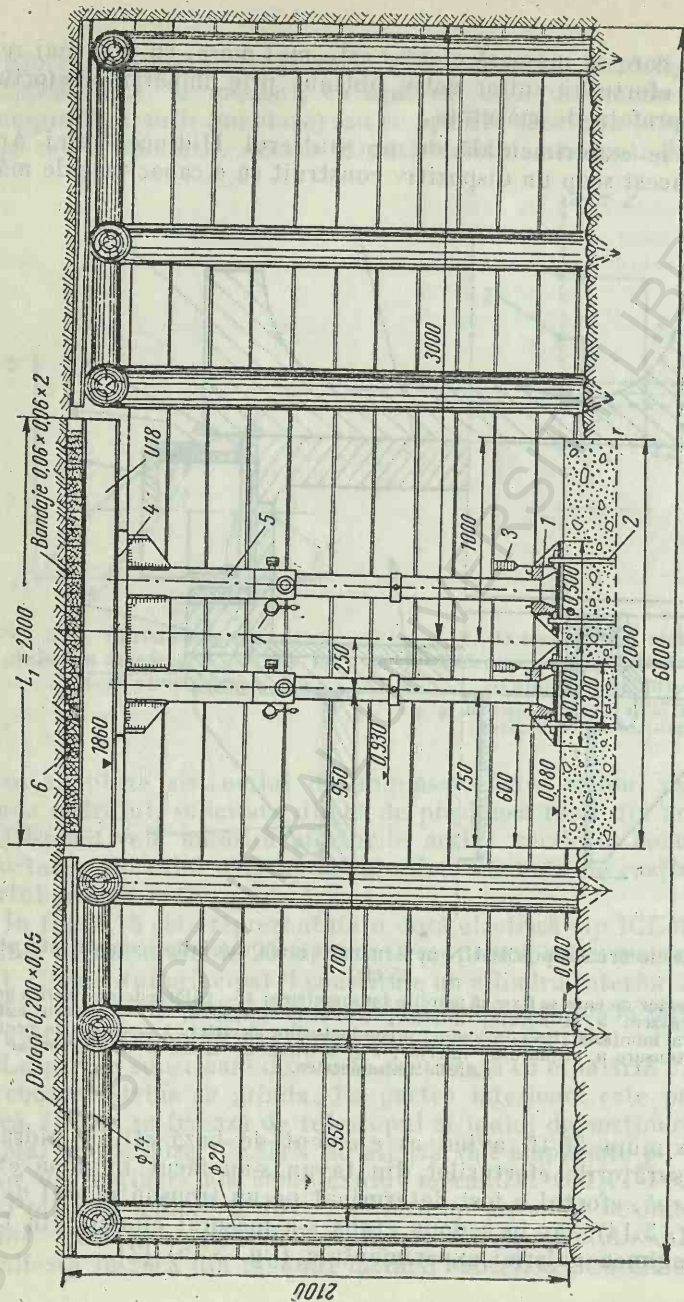


Fig. 3.14. Galerie experimentală pentru determinarea presiunilor cu stâlpi hidraulici GS 4/5. Etapa I-a de încercare:
 L_1 — lungimea tronsonului I de măsură ($L_1 = 2$ m).

Mentținerea în prima etapă, în stare descărcată, numai a cîmpului aferent tavanului galeriei pe cei 2 m lungime a fost asigurată prin susținerea rigidă a restului de cîmp.

În a doua etapă, cînd s-a lăsat în stare detensionată tavanul galeriei pe toată lungimea de 6 m, s-a considerat, ținînd seamă de natura

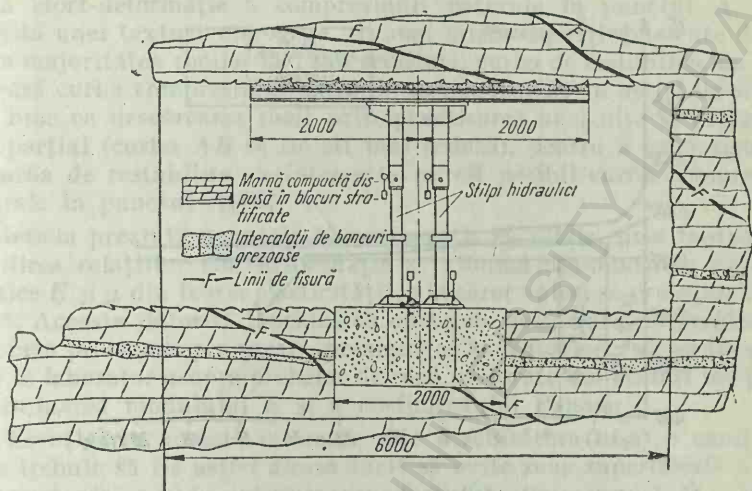


Fig. 3.15. Galerie experimentală pentru determinarea presiunilor cu stilpi hidraulici GS 4/5. Etapa a II-a de încercare.

rocilor că pentru preluarea efortului activ în întregime de către dispozitiv este suficientă folosirea unei platforme de încărcare cu lungimea de numai 4 m.

Dispozitivul este alcătuit din:

- sistemul de rezemare;
- sistemul de măsurare a efortului activ;
- sistemul de transmitere a presiunii;
- doi stilpi hidraulici GS 4/5 și anexele.

Sistemul de rezemare îl constituie cele două plăci circulare 1 din fig. 3.14, fixate în fundație prin buloanele 2.

Sistemul de măsurare a efortului activ constă din cei doi stilpi hidraulici, la care s-a adaptat un manometru 3.

Sistemul de transmisie este alcătuit din placa 4, prelungitoarele 5, și trei lamine de profil U18 care constituie platforma de transmisie a presiunii. Pe această platformă se sprijină bandajele 6 din lemn. Platforma a fost adaptată pentru o lungime de 2 m în prima etapă și de 4 m în a doua etapă.

Principiul de determinare este acela de a împănă mai întâi, cu ajutorul manivelei 7, platforma culisantă de transmisie în roca din tavan. Masivul de rocă fiind ușor comprimat va tinde spre starea de descărcare activă parțială. Efortul manifestat este înregistrat în timp de către manometrele 3, obținându-se curba de fluaj. Când curba eforturilor active

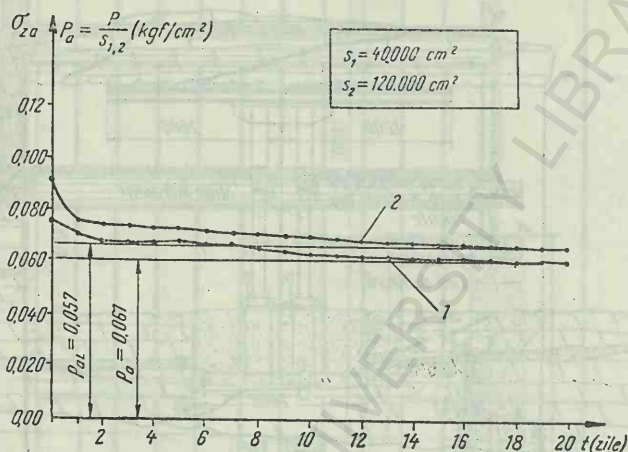


Fig. 3.16. Curbele manifestării presiunilor în tavanul galeriei experimentale:

1 — curba presiunilor $p_a = f(t)$ manifestate în tavanul tronsonului $L=2$ m, obținută în prima etapă de măsurare; 2 — curba presiunilor $p_a = f(t)$ manifestate în tavanul tronsonului $3L=6$ m, obținută în etapa a II-a de măsurare; s_1 — suprafața tavanului, supusă manifestărilor active pe lungimea tronsonului modul ($L=2,0$ m); s_2 — suprafața tavanului supusă manifestărilor active pe lungimea $3L=6$ m; p_a — presiunea specifică (kgf/cm^2) manifestată în tavanul galeriei; P — presiunea critică la cele 2 manometre.

devine în timp paralelă cu axa abscisei (fig. 3.16), valoarea obținută poate fi considerată că constituie presiunea activă exercitată asupra tavanului galeriei.

Efortul unitar activ σ_{za} se obține prin raportarea presiunii măsurate la suprafața descărcată.

Restabilirea echilibrului inițial al rocii prin solicitare pasivă. Această metodă constă în măsurarea deformațiilor cîmpului activ al rocii din pereții unei excavații subterane la descărcare parțială în timpul practicării unei deschizături (nișe) plane. Apoi, prin introducerea unei prese plate hidraulice în nișe se exercită o sarcină (solicitare pasivă) asupra pereților nișei, pînă la restabilirea echilibrului inițial al cîmpului de eforturi unitare interioare din rocă. Presiunea de echilibru p_a , stabilită, constituie valoarea efortului interior la descărcare din cîmpul activ al rocii.

Dacă curba OC (fig. 3.11) reprezintă compresiunea naturală din rocă și curba AB descărcarea parțială datorită deschizăturii plane, rezultă că în urma exercitării unei presiuni p în presa plată, pînă la restabilirea echilibrului inițial al eforturilor interioare, se obține curba BA . Ideal ar fi ca la restabilirea echilibrului inițial, curba BA să intersecteze curba efort-deformație a compresiunii naturale în punctul A . Însă, datorită unei texturi eterogene și unei microfisurații existente de obicei în majoritatea rocilor tari sau semitari, curba de restabilire nu intersectează curba compresiunii naturale în punctul A . În astfel de situații este bine ca descărcarea rocii prin practicarea unei nișe să se facă cît mai parțial (curba AB să fie cît mai redusă), pentru a avea siguranța că curba de restabilire va intersecta pe cît posibil curba compresiunii naturale în punctul A [16].

Metoda prezintă avantaje în comparație cu altele, prin faptul că la stabilirea relațiilor efort-deformație se elimină așa-numitele constante elastice E și μ din teoria elasticității, ale căror valori se presupun cunoscute*. Aceasta datorită faptului că curba de descărcare este refăcută în situ prin presiunea p a presei, presiune ce ar fi fost necesar să fie executată în laborator asupra probelor de rocă prelevate din același loc pentru determinarea modului E și a coeficientului Poisson μ .

Esențial în această încercare este deschizătura (nișa), a cărei adîncime trebuie să fie astfel aleasă încît să evite zona superficială a rocii, care poate da erori în determinarea efortului.

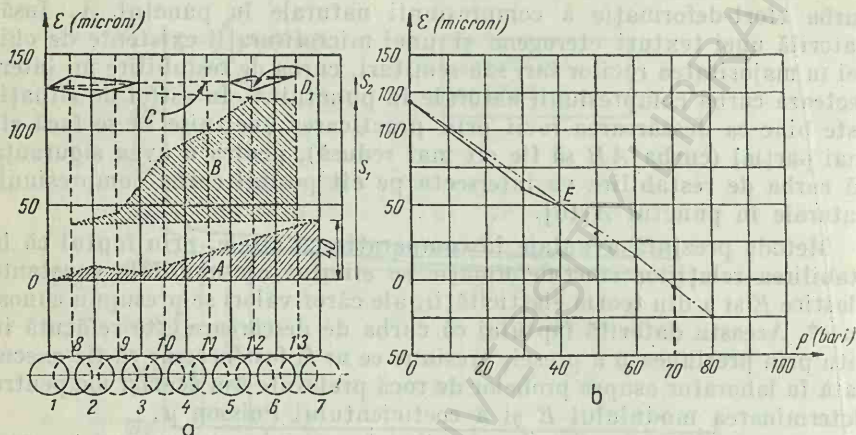
În literatura de specialitate sînt descrise trei metode de perforare:

- a) perforarea nișei prin găuri succesive executate cu perforatorul cu aer comprimat sau electric. Grosimea nișei este funcție de diametrul sfredelului folosit (în general 5 cm). Se execută în roci semitari și cu o rețea redusă de fisuri;

- b) perforarea cu ajutorul unei carotiere cu inserții de diamant. Se folosește în roci foarte dure cu o rețea densă de microfisuri. Deschizăturile obținute prin această metodă au lățimi (grosimi) de circa 100 mm. Metoda prezintă dezavantajul că, datorită lățimii mari a nișei, în cîmpul activ al rocii apar și eforturi unitare paralel cu planul de orientare, astfel că valoarea determinată a efortului unitar perpendicular pe nișe este mai puțin exactă. Pentru executarea nișei se dau găuri alăturate (de ex. găurile 1—7, fig. 3.17), apoi se carotează și interspațiile rezultate, prin perforarea găurilor 8—13. Dispozitivul de carotare este montat pe un șasiu special, care permite manevrarea succesivă a carotierei dintr-o poziție în alta;

* Modulul de elasticitate E și constanta lui Poisson μ au valori constante în domeniul elastic de sollicitare. În mecanica rocilor, acești parametri nu au un caracter de constante deoarece rocile nu se comportă ca un domeniu strict elastic, din cauza anizotropiei.

c) perforarea cu ajutorul unui ferăstrău circular cu diamante, prin care se realizează tăieturi cu grosimi de circa 4—7 mm [15]. Această metodă elimină dezavantajele celorlalte metode de perforare, în sensul că nu deranjează cimpul de eforturi interioare din rocă. În plus, în



3. 17. Schema măsurării deformațiilor cimpului activ în timpul descărcării și reincărcării cu ajutorul preselor plate (după comunicarea grupului francez, R₄₄, Q₃₂ — Congresul Marilor Baraje, Istanbul 1967;

A — în timpul executării forajelor 1—7; B — în timpul executării forajelor 8—13; C — în timpul adâncirii nișei; D — în timpul cimentării reperilor-martori și înainte de punerea în presiune; E — în timpul excreitării presiunii cu ajutorul preseii plate; a — la descărcarea cimpului activ; b — la reincărcarea cimpului activ cu ajutorul preseii.

această metodă pentru încercări se folosesc prese plate hidraulice cu grosimi reduse (4 mm) și cu o formă de sector de cerc (fig. 3.18) de tip L.N.E.C.

În ceea ce privește sistemul de amplasare a reperelor-martori, necesar măsurării deformațiilor din timpul executării deschizăturii plane se cunosc două procedee, ambele avînd ca principiu amplasarea martorilor după o axă simetrică față de linia de presiune a preseii plate.

Un procedeu a fost descris de grupul francez la Congresul Marilor Baraje de la Istanbul, 1967, în comunicarea R₄₄ Q₃₂ [10]. În acest procedeu, de o parte și de alta a liniei mediane de presiune A—A' a preseii se amplasează cîte doi reperi martori și anume: r_1 și r'_1 la distanța de 150 mm de linie A—A', și r_2 , r'_2 la distanța de 350 mm (fig. 3.19).

S-a ajuns la concluzia că deformațiile care trebuie luate în considerare la determinarea efortului unitar activ perpendicular pe nișe sînt cele date de martorii reper r_1 și r'_1 . Zona reprezentativă pentru măsurarea

deformării cîmpului activ al rocii la descărcare și reîncărcare este cea situată în adîncime, la nivelul zonei mediane a nișei. În acest scop, în zona mediană a preseii (între presă și peretele deschizăturii), s-a plasat un traductor potențimetric de deplasare.

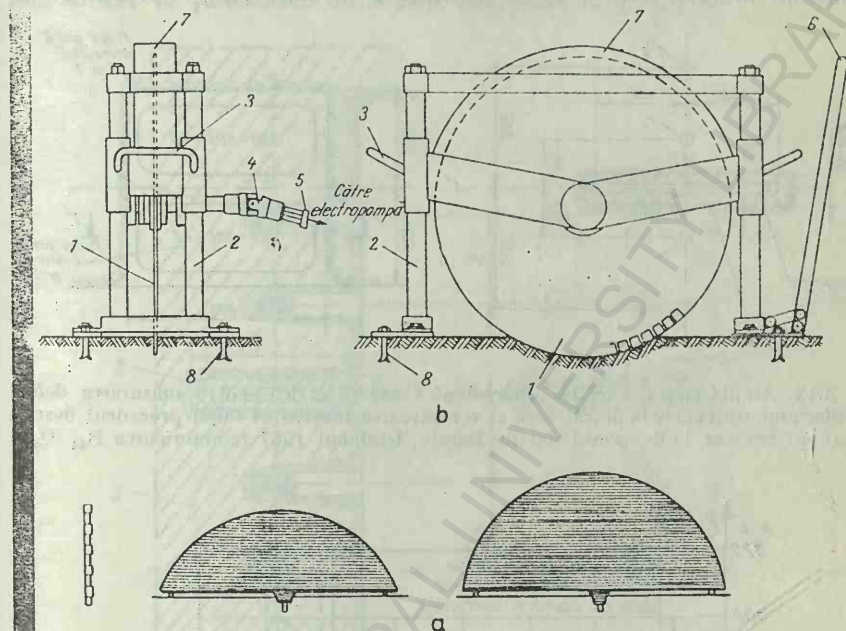


Fig. 3.18. Presele subțiri și dispozitivul circular tip LNEC de tăiere a nișelor:

a — presele plate subțiri curbate; b — dispozitivul circular de tăiere: 1 — disc cu diamant; 2 — coloană de ghidare; 3 — minier de manevră; 4 — legătură cardanică; 5 — cuplaj articular; 6 — levier pentru mișcare alternativă; 7 — carcasă protectoare; 8 — bolț de ancorare.

Curba de reîncărcare cu ajutorul preseii plate stabilite pe baza măsurării deformațiilor martorilor r_1 și r'_1 este dată în fig. 3.20 a, iar cea stabilită pe baza măsurării deformației traductorului de adîncime este dată în fig. 3.20, b.

Deformațiile obținute la descărcarea cîmpului activ din jurul deschizăturii cu ajutorul reperilor r_1 și r'_1 în timpul perforării deschizăturii prin cele 13 găuri sînt arătate în fig. 3.17, a. Se observă că pînă la o anumită adîncime deformațiile obținute sînt maxime și apoi se reduc pe măsura adîncirii deschizăturii. Curba de restabilire a echilibrului inițial de eforturi cu ajutorul preseii plate este dată în fig. 3.17, b. Pe baza deformațiilor obținute și a presiunii p exercitată de presa plată,

se determină efortul unitar activ. Presiunea de calcul rezultată din figura 3.17, *b* și care se consideră că constituie valoarea efortului unitar al cîmpului activ este de 70 microni.

Un alt procedeu de amplasare a martorilor reperi a fost descris la Congresul Marilor Baraje de la Edinburg în 1964 [19]. Perpendicular

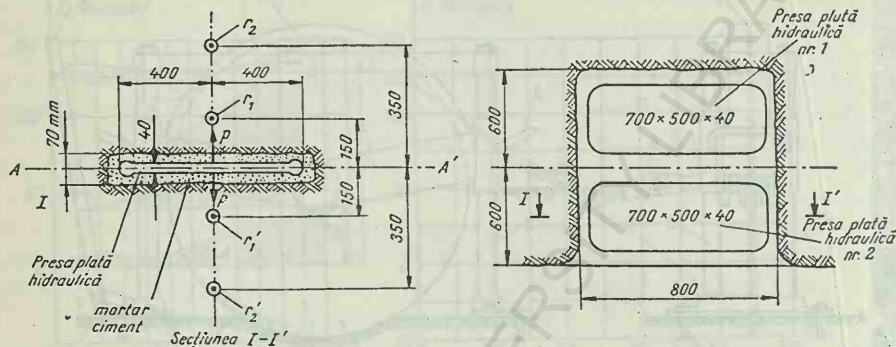


Fig. 3.19. Amplasarea martorilor-reperi după o axă simetrică pentru măsurarea deformațiilor cîmpului activ la descărcarea și reîncărcarea masivului după procedul descris de grupul francez la Congresul Marilor Baraje, Istanbul 1967 (comunicarea R₄₄ Q₃₂).

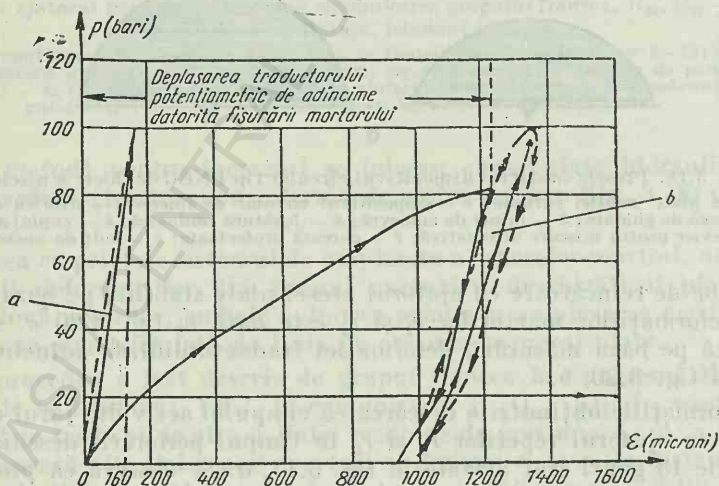


Fig. 3.20. Curbele efort-deformare (presă-martor), obținute prin procedul din fig. 3.20, la restabilirea cîmpului inițial al eforturilor unitare din rocă:

a — curba efort-deformare obținută cu ajutorul reperilor r_1-r_1' (de suprafață); *b* — curba efort-deformare obținută cu traductorul plasat la adîncime.

pe linia mediană $I-I'$ a deschizăturii 2 (fig. 3.21) sînt amplasați simetric cîte 4 martori reperi 1 de o parte și alta (r_1, r_2, r_3, r_4 și r'_1, r'_2, r'_3, r'_4).

Adîncimile medii t ale martorilor reperi față de perete (fig. 3.21) sînt fixate într-un plan care intersectează zona mediană a preselor plate și este situat la jumătatea adîncimii deschizăturii $\left(\frac{T}{2}\right)$.

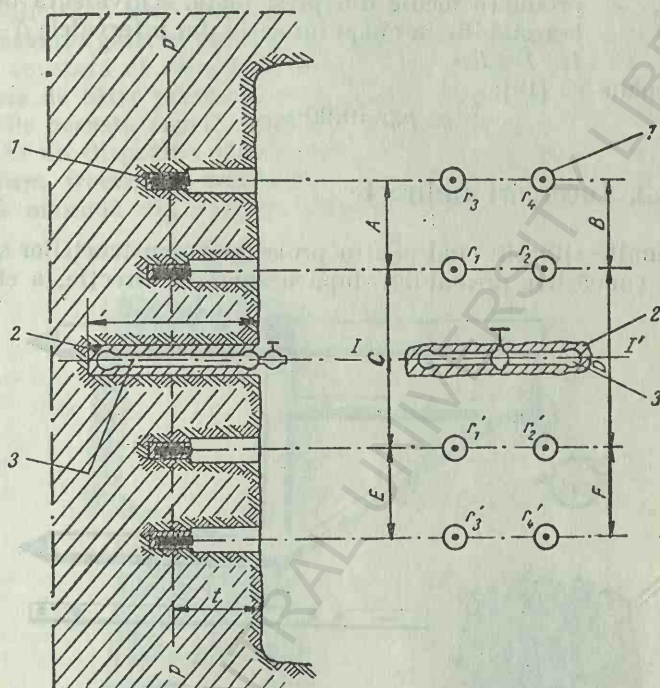


Fig. 3.21. Amplasarea martorilor-reper după o dispunere simetrică pentru măsurarea deformațiilor la descărcarea și reincărcarea cîmpului activ (după comunicarea R.3, Q28 la Congresul Marilor Baraje de la Edinbourg, 1964).

Deplasările (deformațiile cîmpului activ) martorilor în timpul descărcării și reincărcării cu ajutorul presei plate 3 sînt măsurate cu ajutorul unor extensometre mecanice (fig. 3.22).

Presiunea dată de presa plată, cu ajutorul căreia se determină efortul unitar activ, este cea medie p_m dată de următoarea relație:

$$p_m = \frac{p_{10} + 2p_{20} + p_{30}}{4}, \quad (3.23)$$

unde: p_{10} este presiunea medie din presa plată echivalentă deformării la restabilire a cîmpului activ din intervalele $C+D$ (fig. 3.21);

p_{20} — presiunea medie din presa plată echivalentă deformării la restabilire a cîmpului activ din intervalele $A+C$; $C+E$, $B+D$ și $D+F$;

p_{30} — presiunea medie din presa plată, echivalentă deformării la restabilire a cîmpului activ din intervalele $A+C+E$ și $B+D+F$.

S-a conclud că [19]:

$$p_m = 0,90 p_{10}. \quad (3.24)$$

3.3.2.2. Încercări indirecte

În anumite situații, cînd pentru proiectarea construcțiilor subterane se cere o cunoaștere prealabilă, după o anumită direcție, a eforturilor

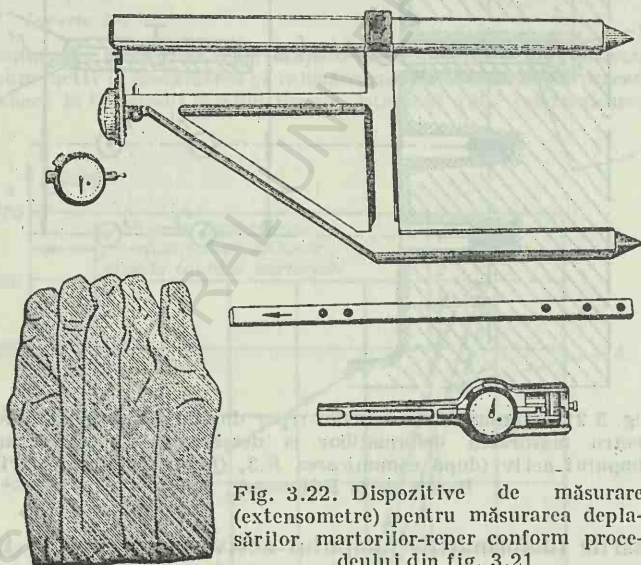


Fig. 3.22. Dispozitive de măsurare (extensometre) pentru măsurarea deplasărilor matorilor-reper conform procedurii din fig. 3.21

unitare interioare din cîmpul activ al rocii ce se manifestă la peretele înconjurător al excavației, se folosesc metode indirecte de încercare monoaxială. Astfel de încercări se fac pentru proiectarea construcțiilor subterane sau de suprafață supuse din partea masivului de rocă la solicitări active după o direcție preponderentă.

De obicei, direcția după care se determină efortul unitar este cea verticală, dată în general de presiunea litostatică (presiunea activă p_a), așa cum s-a arătat în paragraful 3.2.

Încercarea indirectă in situ se efectuează în galeriile subterane de acces și cu ajutorul unor susțineri provizorii. Principiul metodei constă în măsurarea eforturilor unitare în elementele de susținere provizorie supuse solicitării active din tavanul galeriei. În acest scop, se execută, după excavarea galeriei provizorii, o susținere provizorie, ca în fig. 3.23 a, unde se constată că elementul de susținere cel mai tensionat (supus la încovoiere de către presiunea rocii din tavan) este grinda 2, numită și capelă. Pe această capelă, în partea din mijloc și pe fațeta inferioară se fixează un dispozitiv (traductor) 1 pentru măsurarea eforturilor. Se face citirea frecvenței oscilațiilor pe acest dispozitiv pînă se atinge valoarea maximă N_2 , corespunzătoare efortului unitar manifestat în

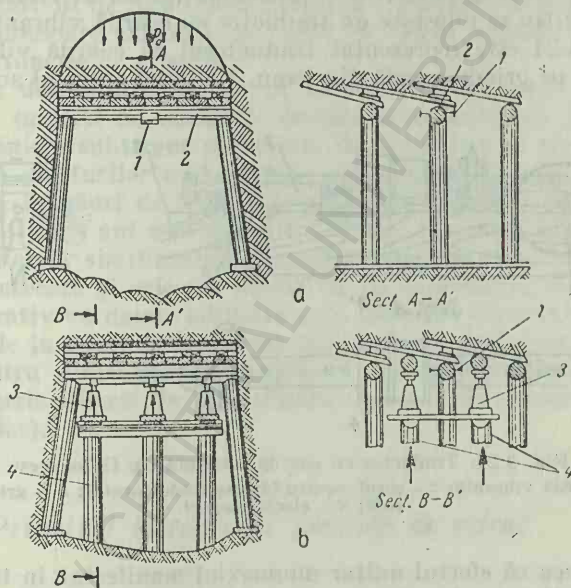


Fig. 3.23. Determinarea efortului activ p_a prin măsurarea deformării grinzii de susținere.

tavanul galeriei. Se elimină apoi încărcarea dată de roca de pe grinda capelă, cu ajutorul unor montanți 4, prevăzuți cu prese hidraulice 3 și fixați de o parte și de alta a grinzii capelă (fig. 3.23 b, secțiunea B—B').

În stare descărcată se face citirea din nou a frecvenței oscilațiilor N_1 de pe dispozitivul fixat pe grinda capelă, iar diferența dintre prima

și ultima citire servește la determinarea valorii efortului unitar dezvoltat în grinda capelă datorită presiunii manifestate în tavanul galeriei.

Rezultă că:

$$\sigma_l = \sigma_c \cdot \frac{E_l}{E_c}, \quad (3.25)$$

unde: σ_l este rezistența admisibilă a materialului din care este construită grinda capelă;

σ_c — efortul unitar determinat prin citirile făcute la dispozitivul de măsurare (în prealabil etalonat);

E_l — modulul de elasticitate al materialului din care este alcătuită grinda;

E_c — modulul de elasticitate al materialului din care este alcătuit dispozitivul de măsurare (al corzii vibrante).

Ca dispozitiv se folosește un traductor cu coardă vibrantă.

În fig. 3.24 este reprezentat traductorul cu coardă vibrantă Golonacev, fixat pe grinda capelă din lemn. Un dezavantaj al acestei metode

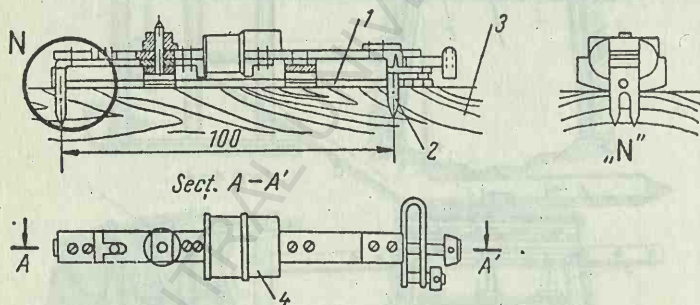


Fig. 3.24. Traductor cu coardă vibrantă tip Golonacev:

1 — coardă vibrantă; 2 — șurub pentru fixarea traductorului; 3 — grindă capelă; 4 — electromagnet.

constă în aceea că efortul unitar monoaxial manifestat în tavanul galeriei este asimilat cu efortul unitar determinat în elementul de susținere. Deci $\sigma_1 = \sigma_2 a = p_a$. Afară de aceasta, modulul de elasticitate al elementului de susținere în condițiile de încercare este foarte greu de apreciat. Valorile obținute ale efortului unitar sînt orientative.

Efortul unitar determinat prin citirile oscilațiilor traductorului cu coardă vibrantă se determină cu formula:

$$\sigma_c = 4l_c^2 \cdot \rho_c \cdot (N_2^2 - N_1^2), \quad (3.26)$$

în care: l_c este lungimea coardei; ρ_c — densitatea materialului din care este constituită coarda; N_2 — frecvența oscilațiilor coardei vibrante în stare tensionată; N_1 — frecvența oscilațiilor coardei în stare detensionată.

3.4. Metode de determinare in situ la stări de sollicitare poliaxială după suprafețe cilindrice

În acest subcapitol se vor prezenta metodele folosite pentru determinarea atât a eforturilor interioare manifestate în jurul golurilor subterane din masivul de rocă (după conturul cilindric al acestora), cât și a eforturilor interioare existente în masiv în starea inițială (înainte de excavare) în funcție de primele.

Astfel de determinări se fac în scopul dimensionării unor lucrări hidrotehnice (galerii de refulare), lucrări de comunicații (tunele) și a lucrărilor miniere subterane orizontale de deschidere și pregătire.

Măsurarea eforturilor unitare interioare după un contur cilindric se efectuează în găuri de foraj. Determinările efectuate prin astfel de încercări în ultimii ani s-au dovedit a fi mai eficiente, deoarece datele obținute, datorită similitudinii mecanice și matematice între profilele găurii de încercare și cele ale lucrărilor de exploatare, sînt mult mai reale comparativ cu datele obținute prin încercări monoaxiale.

Încercările în găuri de foraj sînt mai indicate decît cele monoaxiale chiar și pentru dimensionarea susținerii lucrărilor subterane care au profil geometric diferit de cel cilindric (de exemplu trapezoidal sau dreptunghiular).

3.4.1. Principii teoretice și formule de calcul

Prin efectuarea unei excavații cilindrice într-un masiv de rocă, starea eforturilor unitare din masiv se dezechilibrează în vecinătatea golului, creînd o zonă ce se poate numi *cîmp de sollicitare activă după suprafețe cilindrice* (fig. 3.25).

Solicitările din acest cîmp tind să micșoreze secțiunea excavației cilindrice pînă la recăpătarea în masiv a unei noi stări de echilibru.

Acțiunea forțelor interioare din cîmpul activ manifestată asupra pereților excavației cilindrice pînă în faza de redobîndire a unei noi

stări de echilibru se poate numi *stare activă de solicitare după suprafețe cilindrice* (solicitare poliaxială).

Prin determinarea solicitărilor active după o suprafață cilindrică se înțelege, conform celor de mai sus, determinarea mărimii și direcțiilor eforturilor unitare din câmpul activ (prin măsurarea deformațiilor speci-

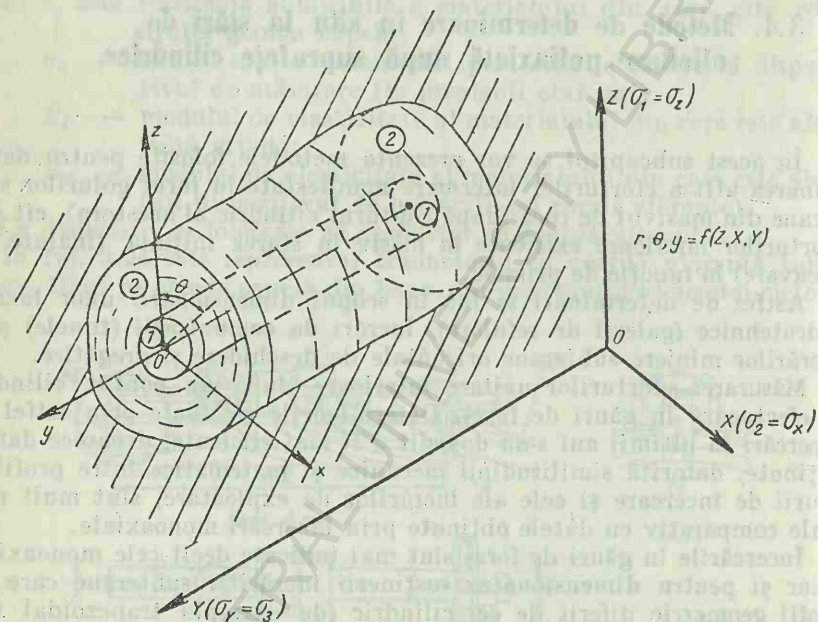


Fig. 3.25. Câmp de rocă în stare de solicitare activă creat printr-o excavație cilindrică în masivul de rocă:

1 — gol cilindric excavat în interiorul unui masiv de rocă; 2 — câmpul de rocă în stare de solicitare activă.

ifice pe conturul pereților excavației cilindrice), precum și a funcției acestora față de eforturile unitare din masiv în starea inițială de echilibru.

Pentru a putea ajunge la relații matematice de estimare a eforturilor din câmpul activ și chiar a tensorului eforturilor unitare din starea inițială este necesar să se stabilească următoarele elemente:

- legea de variație a câmpului activ până la redobîndirea unei noi stări de echilibru;
- modul de distribuție în câmpul activ a eforturilor unitare după conturul cilindric al excavației;

— relația între starea activă de solicitare și starea inițială a eforturilor (tensorul eforturilor unitare).

Se știe că, structural, rocile au în majoritatea cazurilor un caracter anizotrop, funcție de gradul de eterogenitate, care în cazul rocilor tari depinde foarte mult de gradul de fisurație.

Pînă în prezent, în literatura de specialitate nu s-au prezentat relații matematice care să descrie starea fizico-mecanică de manifestare a unui cîmp de solicitare activă după suprafețele cilindrice în funcție de structura anizotropă (discontinuuă) a rocilor. Însă, datorită faptului că astfel de determinări se fac în majoritatea cazurilor in situ (în loc), în roci tari sau semitari, și ținînd seama și de caracterul statistic al încercărilor, literatura adoptă comportarea elastică și continuă a cîmpului activ. Se știe că mecanica mediilor continue consideră, pentru un corp în stare de solicitare, că variația eforturilor unitare principale, în raport cu axele principale, are loc după o cuadrică de forma:

$$\sigma_1 \cdot z^2 + \sigma_2 y^2 + \sigma_3 x^2 = \pm 1. \quad (3.27)$$

Locul geometric al cuadricelor constituie deci așa-numitul elipsoid al eforturilor unitare (elipsoidul lui Lamé), a cărui ecuație, raportată la direcțiile principale x, y, z ca axe de coordonate, are următoarea formă:

$$\frac{z^2}{\sigma_1} + \frac{y^2}{\sigma_2} + \frac{x^2}{\sigma_3} = 1. \quad (3.28)$$

Și în mecanica rocilor în practica curentă se consideră, pentru motive de simplificare, că modul de repartiție a eforturilor unitare principale într-un masiv de rocă omogen, elastic și izotrop, poate fi reprezentat după un elipsoid asemănător. În această situație, ar rezulta că efortul unitar principal este cuprins în axa principală verticală (semiaxa mare a elipsoidului), valoarea lui fiind dată de presiunea litostatică a stratelor de deasupra punctului considerat. Deci efortul unitar σ_1 ar constitui efortul principal activ maxim (vertical). Însă pentru eforturile principale unitare σ_2, σ_3 cuprinse în axele principale orizontale x și y (semiaxele mici ale elipsoidului) se consideră, pentru simplificare, că aceste eforturi au valori egale și reduse față de presiunea litostatică σ_1 cu un coeficient de contracție transversală, funcție de constanta lui Poisson m sau de coeficientul lui Poisson $\mu = \frac{1}{m}$ (ipoteza lui P. Kuhn), așa după cum s-a arătat la capitolul 3.3.1.

Reiese că starea activă de solicitare poliaxială se caracterizează prin $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$.

Într-o secțiune transversală, cuadrica eforturilor unitare principale degenerază în cilindri:

$$\sigma_1 z^2 + \sigma_2 x^2 = \pm 1, \quad (3.29)$$

iar elipsoidul eforturilor unitare degenerază într-un cilindru:

$$\frac{z^2}{\sigma_1^2} + \frac{x^2}{\sigma_2^2} = 1, \quad (3.30)$$

avînd ca secțiune o elipsă.

Practic, valorile eforturilor unitare principale obținute prin măsurători directe nu reprezintă în general o elipsă, ci au forme geometrice cu raze variabile de curbura, care trec de la cerc ($\varphi=R$) pînă la lemniscate, funcție de structura rocii.

Cu această ocazie se menționează că adoptarea unei scheme simplificate în distribuția eforturilor unitare după conturul cilindric nu prejudiciază în mare măsură estimarea cîmpului activ, dacă parametrii variabili din calculul analitic (deformațiile) se măsoară exact.

Este adevărat că unele teorii consideră eforturile generate după conturul unei excavații ca eforturi remanente sau reziduale, care iau naștere prin dezechilibrarea structurii tectonice a sistemului discontinuu și eterogen al rocii. Această observație a fost făcută ca urmare a înregistrării, în unele cazuri, a unor valori foarte variate a eforturilor active după conturul cilindric al excavației, un rol însemnat jucîndu-l structura și textura locală a rocii.

Din punct de vedere mecanic, distribuția eforturilor unitare în cîmpul cilindric activ este simetrică față de axa cilindrului. Pentru cunoașterea mărimii și direcției acestora se aplică deci relațiile axial-simetrice din teoria elasticității, adoptîndu-se un sistem de coordonate cilindrice după axele r , θ și y (pentru starea spațială) sau coordonate polare r , θ (pentru starea plană).

Tot pentru simplificarea calculelor, se consideră în cele ce urmează că axele excavației cilindrice sînt paralele cu axele unui sistem de coordonate ortogonale X , Y , Z , la care este raportat masivul de rocă. Rezultă că axa longitudinală y a găurii de încercare este orizontală (găuri de încercare orizontale).

Considerăm un sistem de coordonate carteziene ortogonale X , Y , Z la care se referă eforturile unitare din masiv și la care se raportează axele în coordonate cilindrice r , θ , y ale excavației. În cazul cînd direcțiile eforturilor unitare principale din masiv sînt paralele cu axele XYZ , adică $\sigma_1 = \sigma_Z$ (presiunea litostatică), $\sigma_2 = \sigma_X$ și $\sigma_3 = \sigma_Y$, atunci aceste

direcții sînt paralele și cu axele excavației cilindrice. Valorile eforturilor unitare principale pentru acest caz sînt date la capitolul 3.3.1.

În cazul executării unei excavații cilindrice orizontale într-un masiv cu lungimea redusă, variațiile eforturilor unitare longitudinale σ_y din cîmpul activ de solicitare, avînd valori reduse, pot fi practic neglijate. Însă, în cazul unei excavații cilindrice cu lungime mare, trebuie estimate și eforturile unitare longitudinale σ_y .

Starea de solicitare în cîmpul activ funcție și de starea eforturilor unitare din masivul înconjurător de rocă se poate determina alît în plan cit și în spațiu.

În cele de mai jos se prezintă principiile teoretice ce stau la baza acestor determinări pentru cele două cazuri.

Se amintește că în cazul de față se adoptă relațiile cunoscute din teoria elasticității. Deci se consideră că prin detașarea unui corp cilin-

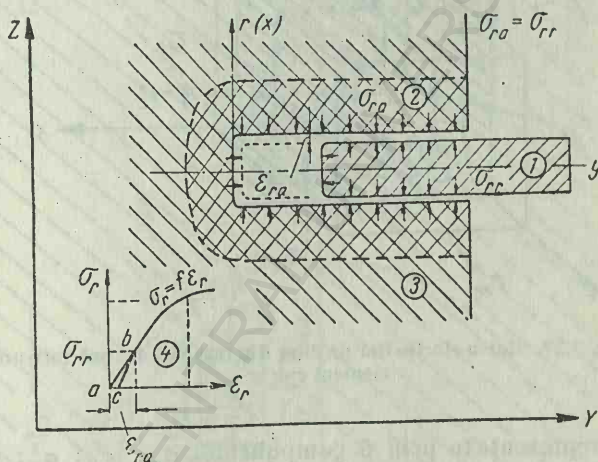


Fig. 3.26. Manifestare în domeniul elastic a unui cîmp de rocă în stare de solicitare activă:

1 — corpul cilindric detașat prin excavație sau carotare (cazul unei găuri de încercare); 2 — cîmp în stare de solicitare activă; 3 — cîmp în stare inițială de eforturi; 4 — domeniul elastic.

dric dintr-un masiv de rocă, deformațiile pereților după conturul excavației, ϵ_{ra} , se produc în domeniul elastic (fig. 3.26). Sau mai bine zis, roca din pereții conturului cilindric al excavației a fost sollicitată la eforturile interioare σ_{rr} , echivalente cu comportarea ei elastică (fig. 3.26).

3.4.1.1. Starea plană

Să considerăm un element din masivul de rocă la scara unui cub elementar, pe care să îl raportăm la un sistem general de axe ortogonale carteziene X, Y, Z al masivului înconjurător (fig. 3.27). Eforturile unitare pe acest element (eforturile existente în masiv înainte de perforarea

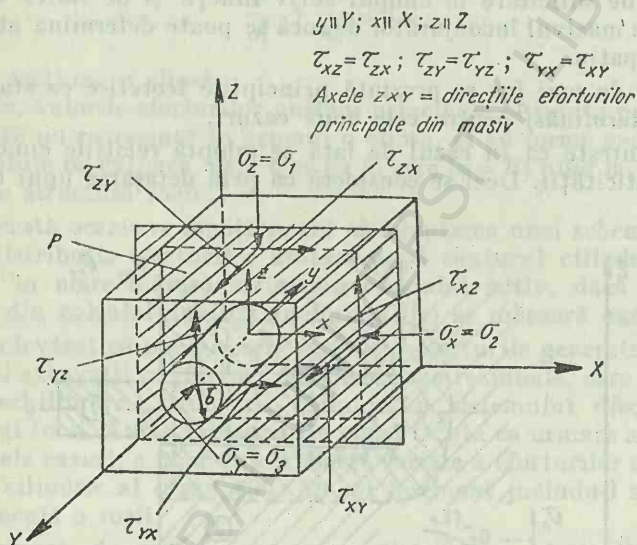


Fig. 3.27. Starea eforturilor unitare din masivul de rocă într-un element cubic.

găurii) sînt reprezentate prin 6 componente: $\sigma_X; \sigma_Y; \sigma_Z; \tau_{XZ}; \tau_{ZY}; \tau_{YX}$ care alcătuiesc tensorul eforturilor unitare din masiv în stare de echilibru.

Perforăm cubul în direcția Y , după o gaură echivalentă cu un gol cilindric, care dezechilibrează starea inițială a eforturilor unitare din element, creînd un câmp de solitare activă după conturul pereților găurii. Alegem secțiunea P , care cuprinde și suprafața fundului găurii, și o detașăm din elementul cubic, pentru a studia câmpul activ de solitare și funcția acestora față de câmpul eforturilor unitare din masivul de rocă. Fixăm un punct M din vecinătatea centrului găurii și la o distanță r de centrul acesteia (fig. 3.28 a).

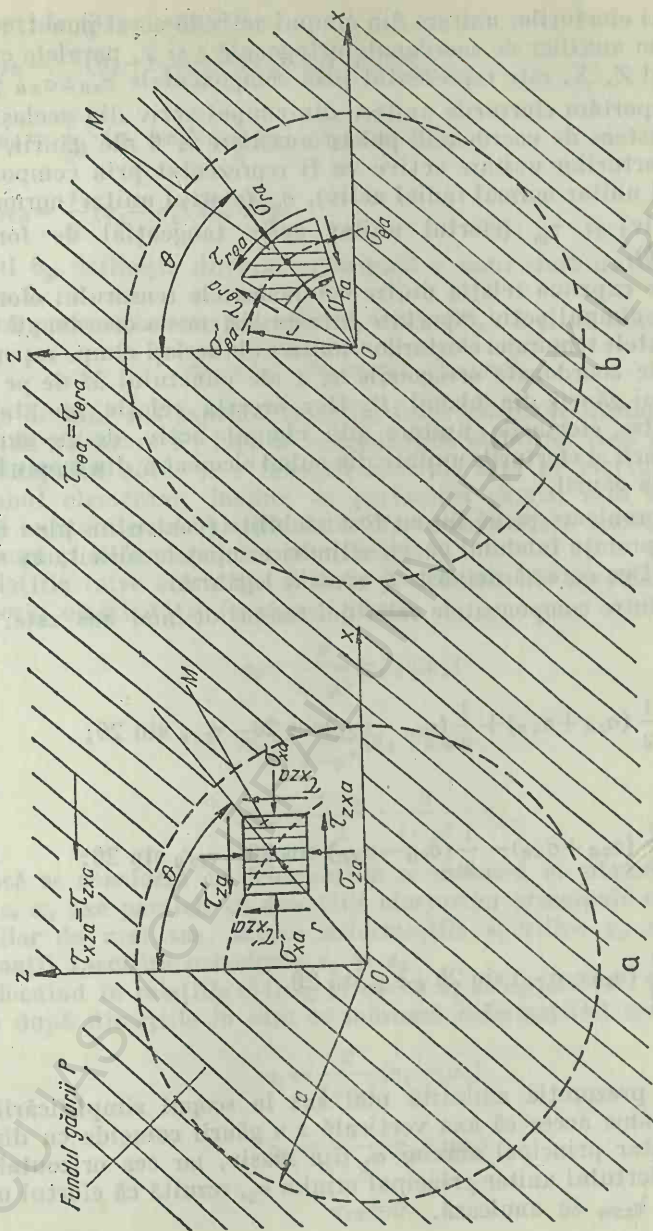


Fig. 3.28. Eforturile unitare din cimpul activ manifestate pe suprafața P a tălpii găurii de încălcare, după forarea acesteia:
 a — componentele tensorului eforturilor unitare active în planul P în coordonate carteziene ortogonale auxiliare; b — componentele tensorului eforturilor unitare active în planul P în coordonate polare.

Tensorul eforturilor unitare din câmpul activ în acest punct, raportat la un sistem auxiliar de coordonate ortogonale z și x , paralele cu sistemul general Z, X , este reprezentat prin componentele σ_{za} , σ_{xa} și τ_{zxa} .

Dacă raportăm eforturile unitare din câmpul activ din același punct M la un sistem de coordonate polare auxiliare r, θ ale găurii, atunci tensorul eforturilor unitare active va fi reprezentat prin componentele σ_{ra} (efortul unitar normal radial activ), $\sigma_{\theta a}$ (efortul unitar normal tangențial activ) și $\tau_{\theta a}$ (efortul unitar activ tangențial de forfecare) (fig. 3.28, b).

Se poate exprima relația dintre componentele tensorului eforturilor unitare din câmpul activ raportate într-un sistem de coordonate polare și componentele tensorului eforturilor unitare din același câmp, raportate la un sistem de coordonate ortogonale x, z ale punctului M de pe suprafața fundului găurii din planul P . Dar această relație nu stabilește legătura între eforturile unitare din câmpul activ de pe suprafața fundului găurii și eforturile unitare din cubul elementar din masiv înainte de perforarea găurii.

Pentru problema plană nu au fost stabilite (pentru un plan care să cuprindă suprafața fundului găurii cilindrice supus la sollicitarea activă) relații teoretice care să definească această legătură.

Relația între componentele celor doi tensori de mai sus este:

$$\sigma_{ra} = \frac{1}{2} (\sigma_{za} + \sigma_{xa}) + \frac{1}{2} (\sigma_{za} - \sigma_{xa}) \cos 2\theta - \tau_{zxa} \sin 2\theta;$$

$$\sigma_{\theta a} = \frac{1}{2} (\sigma_{za} + \sigma_{xa}) - \frac{1}{2} (\sigma_{za} - \sigma_{xa}) \cos 2\theta - \tau_{zxa} \sin 2\theta; \quad (3.31)$$

$$\tau_{r\theta a} = \frac{1}{2} (\sigma_{za} - \sigma_{xa}) \sin 2\theta + \tau_{zxa} \sin 2\theta.$$

Folosind prezumția amintită mai sus în scopul simplificării calculelor și anume aceea că axa verticală z a găurii coincide cu direcția efortului unitar principal maxim σ_1 din masiv, iar cea orizontală, x , cu direcția efortului unitar principal minim σ_2 , rezultă că efortul unitar de forfecare τ_{zxa} se anulează.

Ecuatiile (31) devin:

$$\begin{aligned}\sigma_{ra} &= \frac{1}{2} (\sigma_1 + \sigma_2) + \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_2) \cos 2\theta_p; \\ \sigma_{0a} &= \frac{1}{2} \cdot (\sigma_1 + \sigma_2) - \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_2) \cos 2\theta_p; \\ \tau_{ra} &= \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_2) \sin 2\theta_p.\end{aligned}\quad (3.32)$$

Unghiul θ_p definește direcția principală a unui efort unitar principal față de 0.

Dacă prezumția este îndeplinită, atunci $\theta_p = 0$ și în consecință:

$$\sigma_{ra} = \sigma_1; \quad \sigma_{0a} = \sigma_2; \quad \tau_{ra} = 0. \quad (3.33)$$

Cele de mai sus exprimă relațiile între eforturile unitare active în planul de măsurare P , față de coordonatele stabilite. Însă pentru definirea cîmpului activ și a funcției acestuia față de eforturile unitare din cubul elementar, înainte de perforarea găurii, este necesar mai întii să se stabilească relațiile între eforturile unitare active din planul de măsură și deformațiile ce se măsoară.

Relațiile între eforturile unitare și deformațiile specifice sînt date din teoria elasticității în starea plană:

$$\begin{aligned}\sigma_z &= \frac{E}{1-\mu^2} (\varepsilon_z + \mu \varepsilon_x) \\ \sigma_x &= \frac{E}{1-\mu^2} (\varepsilon_x + \mu \varepsilon_z) \\ \tau_{zx} &= \frac{1-\mu}{2} \cdot \frac{E}{1-\mu^2} \cdot \gamma_{zx}.\end{aligned}\quad (3.34)$$

Dacă se consideră că deformațiile se măsoară în planul P și după axele z , x , axe paralele cu direcțiile eforturilor principale conform prezumțiilor de mai sus, atunci deformațiile specifice ε_z și ε_x devin deformații specifice principale ε_1 și ε_2 .

Înlocuind în relațiile (34) σ_z și σ_x cu σ_1 și σ_2 (eforturi unitare principale după direcțiile în care se măsoară deformațiile) rezultă:

$$\begin{aligned}\sigma_1 &= \frac{E}{1-\mu^2} (\varepsilon_1 + \mu \varepsilon_2) \\ \sigma_2 &= \frac{E}{1-\mu^2} (\varepsilon_2 + \mu \varepsilon_1) \\ \tau_{zx} &= 0.\end{aligned}\quad (3.35)$$

În această situație, eforturile unitare active σ_{ra} , $\sigma_{\theta a}$ și $\tau_{r\theta a}$ din relația (3.32), față de deformațiile specifice ε_1 și ε_2 se exprimă prin următoarele relații:

$$\begin{aligned}\sigma_{ra} &= \frac{E}{2} \left(\frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{1 - \mu} \right) + \left(\frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{1 + \mu} \right) \cos 2\theta_p \\ \sigma_{\theta a} &= \frac{E}{2} \left(\frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{1 - \mu} \right) - \left(\frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{1 + \mu} \right) \cos 2\theta_p \\ \tau_{r\theta a} &= \frac{E}{2} \left(\frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{1 + \mu} \right) \sin 2\theta_p.\end{aligned}\quad (3.36)$$

Pentru determinarea cîmpului activ din planul P cu ajutorul relațiilor de mai sus, presupunînd că valorile modulului de deformare E și ale coeficientului lui Poisson μ se cunosc, mai este necesar să se determine și valoarea unghiului θ_p .

Prezumția că axele z , x coincid cu direcțiile eforturilor unitare principale din cîmp trebuie verificată. În acest scop considerăm că unghiul θ_p , care definește direcția unui efort principal (de ex. σ_1), nu se cunoaște. În formulele din relația (3.36) se poate înlocui unghiul θ_p , prin valoarea deformațiilor măsurate, plecînd de la relația ce exprimă deformația în punctul M din planul P (ε_0), față de proiecția deformațiilor specifice ε_z , ε_x și γ_{zx} pe axele de referință ale planului:

$$\varepsilon_0 = \varepsilon_z \cos^2 \theta + \varepsilon_x \sin^2 \theta + \gamma_{zx} \sin \theta \cdot \cos \theta. \quad (3.37)$$

Dacă $\theta = 0^\circ$, atunci $\varepsilon_0 = \varepsilon_z$
(unghiul θ este măsurat în sens orar de la axa z).

$$\text{Dacă } \theta = 90^\circ, \text{ atunci } \varepsilon_0 = \varepsilon_x. \quad (3.37')$$

$$\text{Dacă } \theta = 45^\circ, \text{ atunci } \varepsilon_0 = \frac{1}{2} (\varepsilon_z + \varepsilon_x) + \gamma_{zx}. \quad (3.37'')$$

Formula cunoscută, care dă valoarea deformațiilor principale $\varepsilon_{1,2}$ față de deformațiile specifice pe direcția axelor x , y este:

$$\varepsilon_{1,2} = \frac{1}{2} (\varepsilon_z + \varepsilon_x) \pm \frac{1}{2} \sqrt{(\varepsilon_z - \varepsilon_x)^2 + \gamma_{zx}^2}. \quad (3.38)$$

Întrucît deformația specifică unghiulară γ_{zx}^2 este dificil de măsurat, aceasta se poate exprima prin valoarea deformației specifice liniare $\varepsilon_{0(45^\circ)}$ din formula (3.37'').

Rezultă: $\gamma_{zx} = 2 \varepsilon_{0(45^\circ)} - (\varepsilon_z + \varepsilon_x)$.

$$\text{Deci } \varepsilon_{1,2} = \frac{1}{2} \left\{ (\varepsilon_z + \varepsilon_x) \pm \frac{1}{2} \sqrt{(\varepsilon_z - \varepsilon_x)^2 + [2 \varepsilon_{0(45^\circ)} - (\varepsilon_z + \varepsilon_x)]^2} \right\} \quad (3.39)$$

Se notează $\sqrt{\{(\varepsilon_z - \varepsilon_x)^2 + [(2\varepsilon_{0(45^\circ)} - (\varepsilon_z + \varepsilon_x))^2]\}} = \sqrt{A}$.

Fiind cunoscută relația pentru determinarea direcțiilor principale ale deformațiilor:

$$\operatorname{tg} 2\theta_p = \frac{\gamma_{zx}}{\varepsilon_z - \varepsilon_x} = \frac{2\varepsilon_{0(45^\circ)} - (\varepsilon_z + \varepsilon_x)}{\varepsilon_z - \varepsilon_x} \quad (3.40)$$

se poate nota:

$$-\sin 2\theta_p = \frac{2\varepsilon_{0(45^\circ)} - (\varepsilon_z + \varepsilon_x)}{\sqrt{A}} \quad (3.41)$$

$$-\cos 2\theta_p = \frac{\varepsilon_z - \varepsilon_x}{\sqrt{A}} \quad (3.42)$$

De asemenea se mai poate observa din relațiile (3.38) că

$$\begin{aligned} \varepsilon_1 + \varepsilon_2 &= \varepsilon_z + \varepsilon_x \\ \varepsilon_1 - \varepsilon_2 &= \sqrt{A}. \end{aligned} \quad (3.43)$$

Dacă în ecuațiile (3.36) se înlocuiesc valorile găsite pentru ε_1 și ε_2 , rezultă următoarele relații cu ajutorul cărora se pot cunoaște valorile eforturilor unitare active din planul de măsurare pe baza deformațiilor măsurate după direcțiile axelor z , x și la 45° :

$$\begin{aligned} \sigma_{ra} &= \frac{E}{2} \cdot \left[\frac{\varepsilon_z + \varepsilon_x}{1 - \mu} + \frac{\varepsilon_z - \varepsilon_x}{1 + \mu} \right] \\ \sigma_{\theta a} &= \frac{E}{2} \left[\frac{\varepsilon_z + \varepsilon_x}{1 - \mu} - \frac{\varepsilon_z - \varepsilon_x}{1 + \mu} \right] \\ \tau_{r\theta a} &= \frac{E}{2} \frac{2\varepsilon_{0(45^\circ)} - (\varepsilon_z + \varepsilon_x)}{1 + \mu} \end{aligned} \quad (3.44)$$

3.4.1.2. Starea spațială

În cazul problemei spațiale, considerăm același element cubic perforat de aceeași gaură cilindrică cu rază a , poziționată ca în fig. 3.29 și detașăm de această dată inelul cilindric D .

Pentru studiul variației eforturilor unitare în câmpul activ creat datorită dezechilibrării masivului prin perforarea găurii orizontale, se ia un punct N reprezentînd un sector de inel cilindric situat în vecinătatea peretelui excavației, la o distanță r și un unghi θ . Tensorul eforturilor unitare din câmpul activ în acest inel, sau în orice punct din

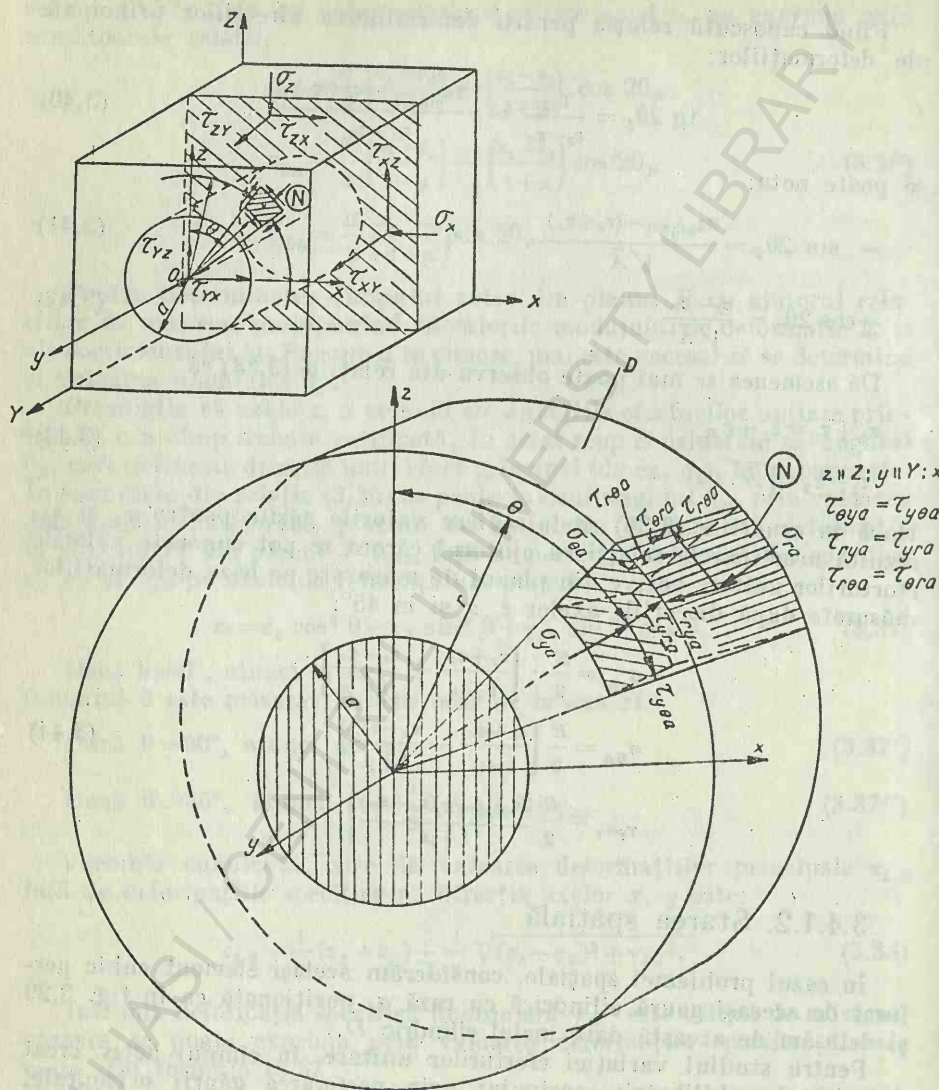


Fig. 3.29. Inel cilindric D detașat dintr-un element cubic al masivului de rocă și supus unei stări de solicitare activă.

vecinătatea excavației, raportat la coordonatele cilindrice r, θ, y , va fi reprezentat prin componentele $\sigma_{ra}, \sigma_{\theta a}, \sigma_{ya}, \tau_{\theta ya}, \tau_{rya}$ și $\tau_{r\theta a}$ care pot fi reprezentate și în sistem matriceal. Avem deci, trei eforturi unitare normale pe direcțiile radială σ_{ra} , tangențială $\sigma_{\theta a}$ și longitudinală σ_{ya} , precum și trei eforturi unitare de forfecare $\tau_{\theta ya}, \tau_{rya}$ și $\tau_{r\theta a}$ după aceleași direcții.

Acest tensor definește câmpul de solicitare activă din apropierea conturului cilindric. Starea eforturilor unitare în punctul N înainte de perforarea găurii (în stare inițială) este reprezentată prin tensorul eforturilor în starea de echilibru inițial arătat mai înainte și alcătuit din cele 6 componente $\sigma_X, \sigma_Y, \sigma_Z, \tau_{XZ}, \tau_{ZY}$ și τ_{YX} .

Relația dintre starea de solicitare din câmpul activ și starea de echilibru inițial, sau, mai bine zis, dintre componentele eforturilor unitare într-un punct N și componentele eforturilor unitare în același punct înainte de perforarea găurii cu rază a este dată de următoarele expresii [4, 7, 8]:

$$\sigma_{ra} = \frac{1}{2} (\sigma_X + \sigma_Z) \left(1 - \frac{a^2}{r^2} \right) + \frac{1}{2} (\sigma_X - \sigma_Z) \left(1 - 4 \frac{a^2}{r^2} + \frac{3a^4}{r^4} \right) \cos 2\theta + \tau_{XZ} \left(1 - 4 \frac{a^2}{r^2} + 3 \frac{a^4}{r^4} \right) \sin 2\theta \quad (3.45)$$

$$\sigma_{\theta a} = \frac{1}{2} (\sigma_X + \sigma_Z) \left(1 + \frac{a^2}{r^2} \right) - \frac{1}{2} (\sigma_X - \sigma_Z) \left(1 + 3 \frac{a^4}{r^4} \right) \cos 2\theta - \tau_{XZ} \left(1 + 3 \frac{a^4}{r^4} \right) \sin 2\theta$$

$$\sigma_{ya} = \sigma_Y - \mu \left[2(\sigma_X - \sigma_Z) \frac{a^2}{r^2} \cos 2\theta - 4 \tau_{XZ} \frac{a^2}{r^2} \sin 2\theta \right]$$

$$\tau_{\theta ya} = \tau_{ZY} \left(1 + \frac{a^2}{r^2} \right) \cos \theta - \tau_{YX} \left(1 + \frac{a^2}{r^2} \right) \sin \theta$$

$$\tau_{rya} = \tau_{ZY} \left(1 - \frac{a^2}{r^2} \right) \sin \theta + \tau_{YX} \left(1 - \frac{a^2}{r^2} \right) \cos \theta$$

$$\tau_{r\theta a} = \frac{1}{2} (\sigma_X - \sigma_Z) \left(1 - 3 \frac{a^4}{r^4} + 2 \frac{a^2}{r^2} \right) \sin 2\theta + \tau_{XZ} \left(1 - 3 \frac{a^4}{r^4} + 2 \frac{a^2}{r^2} \right) \cos 2\theta,$$

în care μ este coeficientul lui Poisson.

Aceste relații au fost determinate plecând de la stabilirea funcției eforturilor unitare (Airy) de tip biarmonic ale celor două stări de eforturi unitare (starea activă și starea de echilibru inițial din masiv) exprimată în coordonate cilindrice, pentru un gol cilindric existent într-un semispațiu elastic.

Prin rezolvarea acestei funcții în condițiile date pe contur (semispațiu) au rezultat relațiile date mai sus.

În cazul când se consideră că axele sistemului general de coordonate Z, X, Y sînt paralele la direcțiile eforturilor principale din masiv, atunci componentele eforturilor unitare de forfecare din punctul N înainte de perforarea găurii cilindrice ($\tau_{XZ}, \tau_{ZY}, \tau_{YX}$) se anulează.

În relațiile (3.45), eforturile unitare normale din masiv (înainte de perforarea găurii cilindrice) sînt date prin următorii parametri:

$$\frac{1}{2}(\sigma_X + \sigma_Z); \quad \frac{1}{2}(\sigma_X - \sigma_Z); \quad \sigma_Y. \quad (3.46)$$

Dacă în acești parametri exprimăm eforturile unitare normale prin valoarea eforturilor unitare principale din relațiile lui P. H. Kuhn (3.8—3.10), conform prezumției de mai sus, atunci rezultă:

$$\begin{aligned} \frac{1}{2}(\sigma_X + \sigma_Z) &= \frac{1}{2} \cdot p_a(1+K); \\ \frac{1}{2}(\sigma_X - \sigma_Z) &= \frac{1}{2} \cdot p_a(1-K) \end{aligned} \quad (3.47)$$

$$\sigma_Y = p_a \cdot K$$

unde: p_a este presiunea activă dată de presiunea litostatică și egală cu efortul principal maxim σ_1 ; K — un coeficient funcție de coeficientul lui Poisson $\left(K = \frac{\mu}{1-\mu}\right)$.

Prin punerea de acord a sistemelor de referință pentru care au fost deduse atît relațiile (3.45) cît și relațiile Kuhn*, se obțin, prin rezolvarea relațiilor (3.47), relațiile (3.8)—(3.10).

Deci în situația când axele de referință X, Y, Z coincid cu direcțiile eforturilor unitare principale, relațiile dintre starea de sollicitare

* Unele școli de mecanică figurează efortul principal vertical cu σ_3 . În acest caz p_a din formulele (3.8)—(3.10) va fi corespunzător efortului unitar normal σ_x (σ_y), din formula 3.47.

activă în punctul N și eforturile unitare normale din starea inițială (înainte de perforarea găurii) devin [17, 18]:

$$\begin{aligned}\sigma_{ra} &= \frac{1}{2} \cdot p_a \cdot (1+K) \left(1 - \frac{a^2}{r^2}\right) + \frac{1}{2} \cdot p_a \cdot (1-K) \left(1 - 4\frac{a^2}{r^2} + 3\frac{a^4}{r^4}\right) \cos 2\theta \\ \sigma_{\theta a} &= \frac{1}{2} \cdot p_a \cdot (1+K) \left(1 + \frac{a^2}{r^2}\right) - \frac{1}{2} \cdot p_a \cdot (1-K) \left(1 + 3\frac{a^4}{r^4}\right) \cos 2\theta \\ \sigma_{ya} &= Kp_a - 2\mu \cdot p_a \cdot (1-K) \cdot \frac{a^2}{r^2} \cos 2\theta\end{aligned}\quad (3.48)$$

$$\tau_{r\theta a} = \frac{1}{2} \cdot p_a \cdot (1-K) \left(1 - 3\frac{a^4}{r^4} + 2\frac{a^2}{r^2}\right) \sin 2\theta.$$

Valoarea componentelor eforturilor unitare active din relațiile (3.45) manifestate pe pereții excavației cilindrice (cînd $r=a$), acolo unde se măsoară deplasările sau deformațiile specifice ale cîmpului activ, sînt date de următoarele expresii:

$$\begin{aligned}\sigma_{raa} &= 0 \\ \sigma_{\theta aa} &= (\sigma_X + \sigma_Z) - 2(\sigma_X - \sigma_Z) \cos 2\theta - 4\tau_{XZ} \sin 2\theta \\ \sigma_{yaa} &= \sigma_Y - 2\mu(\sigma_X - \sigma_Z) \cos 2\theta - 4\mu\tau_{XZ} \sin 2\theta \\ \tau_{\theta yaa} &= 2\tau_{ZY} \cdot \cos \theta - 2\tau_{YX} \cdot \sin \theta \\ \tau_{ryaa} &= 0 \\ \tau_{r\theta aa} &= 0.\end{aligned}\quad (3.49)$$

În mod asemănător se determină pe contur și mărimile eforturilor unitare principale prezumtive din formulele (3.48) făcînd $r=a$:

$$\begin{aligned}\sigma_{ra} &= 0 \\ \sigma_{\theta a} &= p_a(1+K) - 2p_a(1-K) \cos 2\theta \\ \sigma_{ya} &= Kp_a - 2\mu p_a(1-K) \cos 2\theta \\ \tau_{r\theta a} &= 0.\end{aligned}\quad (3.49')$$

S-au prezentat relațiile de bază pentru determinarea eforturilor unitare active și a funcției acestora față de componentele eforturilor unitare din masiv în stare inițială, atît în zona cîmpului activ (3.45, 3.48) cît și la conturul excavației (3.49 și 3.49').

Pentru definirea stării de solicitare activă și a funcției acesteia față de tensorul eforturilor unitare în stare inițială mai este necesar

să se stabilească și relațiile care să exprime deplasările unui punct n (fig. 3.30) din câmpul activ (în vecinătatea pereților excavației cilindrice). Aceste deplasări funcție de componentele eforturilor unitare din masiv în stare inițială ($\sigma_X, \sigma_Y, \sigma_Z, \tau_{XZ}, \tau_{ZY}$ și τ_{YX}) se măsoară pînă la redobîndirea noii stări de echilibru, prin reducerea diametrului

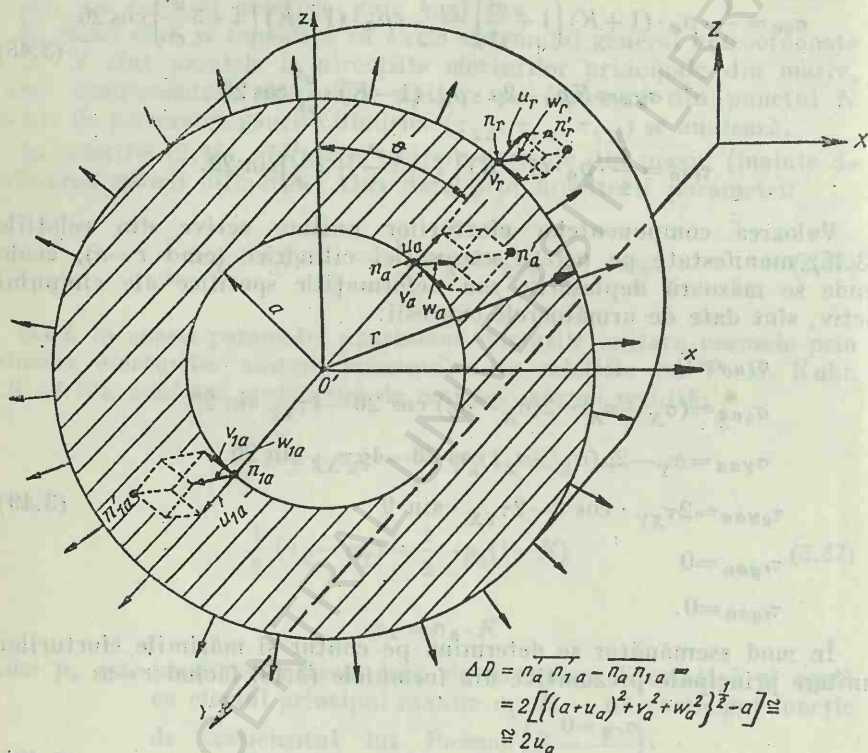


Fig. 3.30. Variația diametrului (D) la periferia golului cilindric și în interiorul câmpului activ la decompimarea acestuia (la descărcare).

găurii de încercare, sau pînă la descărcarea totală a câmpului activ (realizată prin carotarea rocii după un inel cu un diametru care să includă acest câmp) prin creșterea diametrului găurii de încercare.

Folosind coordonatele cilindrice r, θ, y într-un sistem auxiliar de referință x, y, z se pot stabili relațiile deplasărilor punctului n_r în direcțiile X, Y, Z (coordanatele sistemului general), dacă se integrează deformațiile specifice liniare după direcțiile r, θ și y .

Fiind date deformațiile specifice liniare în direcțiile radială ε_r , tangențială ε_θ și longitudinală ε_y , se obțin deplasările după aceleași direcții rezolvînd integralele:

$$u_r = \int_r^{r=\infty} \varepsilon_r \cdot dr; \quad v_\theta = \int_0^{\theta=\pi} \varepsilon_\theta \cdot d\theta; \quad w_y = \int_y^{y=\infty} \varepsilon_y \cdot dy. \quad (3.50)$$

Formulele deformațiilor specifice liniare active în starea spațială, funcție de eforturile unitare active sînt date de ecuațiile fizice din teoria elasticității, conform relațiilor (3.6 și 3.105):

$$\begin{aligned} \varepsilon_{ra} &= \frac{1}{E} \cdot [\sigma_{ra} - \mu(\sigma_{\theta a} + \sigma_{ya})] \\ \varepsilon_{\theta a} &= \frac{1}{E} \cdot [\sigma_{\theta a} - \mu(\sigma_{ra} + \sigma_{ya})] \\ \varepsilon_{ya} &= \frac{1}{E} \cdot [\sigma_{ya} - \mu(\sigma_{ra} + \sigma_{\theta a})]. \end{aligned} \quad (3.51)$$

Înlocuind valorile σ_{ra} , $\sigma_{\theta a}$ și σ_{ya} din relațiile (3.45) și rezolvînd integralele din relațiile (3.50), rezultă expresiile componentelor deplasării (u , v , w) ale unui punct situat la distanța r de axa găurii și la un unghi θ [4, 12]:

$$\begin{aligned} u &= \frac{1+\mu}{E} \left\{ \left(\frac{1-\mu}{1+\mu} \right) \left(\frac{\sigma_X + \sigma_Z}{2} \right) - \left(\frac{\mu}{1+\mu} \sigma_Y \right) r + \frac{\sigma_X + \sigma_Z}{2} \cdot \frac{a^2}{r} + \right. \\ &\quad \left. + \left[r - \frac{a^4}{r^3} + 4(1-\mu) \frac{a^2}{r} \right] \cdot \left(\frac{\sigma_X - \sigma_Z}{2} \cdot \cos 2\theta + \tau_{XZ} \sin 2\theta \right) \right\}; \\ v &= \frac{1+\mu}{E} \left[-r - \frac{a^4}{r^3} - 2(1-2\mu) \frac{a^2}{r} \right] \cdot \left[\frac{\sigma_X - \sigma_Z}{2} \sin 2\theta - \tau_{XZ} \cos 2\theta \right] \\ w &= \frac{1+\mu}{E} \left[2 \left(r + \frac{a^2}{r} \right) \cdot \tau_{ZY} \sin \theta + \tau_{YX} \cos \theta \right] + \\ &\quad \frac{Y}{1+\mu} \cdot \sigma_Y - \frac{Y\mu}{1+\mu} (\sigma_X + \sigma_Z). \end{aligned} \quad (3.52)$$

Dacă exprimăm componentele deplasărilor unui punct n_a situat pe conturul cilindric al excavației (fig. 3.31), atunci expresiile de mai sus devin, făcînd $r=a$ [4, 12]:

$$\begin{aligned} u_a &= \frac{a}{E} \left[(\sigma_X + \sigma_Z) \cdot \frac{1}{2} \cdot (1-\mu^2) - \mu\tau_Y + 2(1-\mu^2) \times \right. \\ &\quad \left. \times (\sigma_X - \sigma_Z) \cdot \cos 2\theta + 4(1-\mu^2)\tau_{XZ} \sin 2\theta \right]; \\ v_a &= \frac{a}{E} \left[-2(1-\mu^2) (\sigma_X - \sigma_Z) \sin 2\theta + 4(1-\mu^2) \cdot \tau_{XZ} \cos 2\theta \right]; \\ w_a &= \frac{a}{E} \left[\frac{Y}{a} (\sigma_Y - \mu \cdot \sigma_X - \mu \sigma_Z) + 4(1+\mu) \cdot \tau_{ZY} \sin \theta + 4(1+\mu) \cdot \tau_{YX} \cos \theta \right]. \end{aligned} \quad (5.53)$$

În cazul cînd pentru estimarea cîmpului activ, deformățiile pereților după conturul găurii cilindrice se măsoară radial pe diametru, atunci din relațiile (3.53) nu interesează decît expresia deplasării radiale $u_a = f(\sigma_x, \sigma_z, \tau_{xz})$.

Deoarece expresia u_a nu dă decît deplasarea radială a unui singur punct de pe pereții găurii în raport cu axa acesteia (pe rază), rezultă că deplasarea radială pe diametru este $2u_a$ (v. fig. 3.30).

Notăm deci:

$$\Delta D = 2u_a. \quad (3.54)$$

Expresia u_a din formulele 3.53 a fost simplificată de Y. Oka și I. Bain sub următoarea formă [12]:

$$\Delta D = 2a \cdot [\alpha + \beta \cos 2\theta + \gamma \sin 2\theta] \quad (3.54')$$

$$\alpha = (-\mu \cdot \sigma_y + \sigma_x + \sigma_z) \cdot \frac{1}{E}$$

$$\beta = (1 - \mu^2) (\sigma_x - \sigma_z) \cdot \frac{2}{E} \quad (3.54'')$$

$$\gamma = (1 - \mu^2) \cdot \tau_{xz} \cdot \frac{4}{E}$$

Expresia de mai sus poate fi pusă și sub forma:

$$\frac{\Delta D}{D} = \alpha + \beta \cos 2\theta + \gamma \cdot \sin 2\theta. \quad (3.55)$$

Dacă axele coordonatelor generale X, Y, Z coincid cu direcțiile eforturilor principale din masiv și folosim pentru valorile acestora relațiile (3.8—3.10) ale lui Kuhn, exprimate prin presiunea activă p_a , atunci deplasarea radială u_a se obține prin integrarea deformației specifice liniare ε_{ra} (vezi relația 3.51), introducînd pentru σ_{ra} , $\sigma_{\theta a}$ și σ_{ya} valorile de la relațiile (48).

Rezultă că [18]:

$$\Delta D_a = p_a \cdot \frac{D}{E} \cdot [(1-K)(1+\mu) - (1+K)(1+\mu) - 4(1-K)(1-\mu^2)]. \quad (3.56)$$

Instalînd un manometru pe un sistem de tije fixate într-o gaură excavată după un diametru dat, rezultă că presiunea din cîmpul activ exercitată pe pereții golului subteran înregistrează valori din ce în ce mai reduse, pe măsură ce descărcarea cîmpului activ tinde către o nouă stare de echilibru.

Înregistrările manometrului marchează presiunea p_n la momentul t_n și p_{n-1} la momentul t_{n+1} .

Notăm: $p_n - p_{n-1} = \Delta p_a$. Din relația (3.56) rezultă:

$$\Delta D_a = \Delta p_a \cdot Q_a, \quad (3.57)$$

unde Q_a este coeficientul de deformabilitate echivalent elastică la solicitare activă, dat de expresia:

$$Q_a = \frac{D}{E} [(1-K)(1+\mu) - (1+K)(1+\mu) - 4(1-K)(1-\mu^2)]. \quad (3.57')$$

3.4.2. Metodologia încercărilor

Determinarea eforturilor unitare în roca supusă la solicitări active după conturul cilindric al lucrărilor subterane se poate face prin încercări directe, indirecte și indicative, funcție de importanța acestor lucrări și de posibilitățile tehnice de care se dispune. Cele trei metode se diferențiază în funcție de valorile măsurate ale eforturilor unitare din roca supusă la solicitarea activă după suprafețe cilindrice.

Valorile eforturilor unitare obținute în măsurătorile efectuate prin încercări indirecte și indicative sînt mai mult orientative. În schimb metodele directe, dezvoltate mai ales în ultimii ani, pot furniza chiar valori ale componentelor eforturilor unitare din roca neexcavată. Pentru acest motiv, vom analiza mai mult metodele directe de determinare a eforturilor unitare din masivul de rocă.

3.4.2.1. Încercări directe

Încercările directe se aplică pentru determinarea eforturilor unitare din masivul de rocă, exercitate la contactul dintre rocă și elementele de susținere. Formulele care stabilesc distribuția eforturilor active în măsă de rocă dezechilibrată printr-o excavație cilindrică se bazează pe o repartitie axial simetrică a eforturilor.

Înșă distribuția axial simetrică a eforturilor active în jurul unei excavații cilindrice este în funcție și de direcția axelor în masivul de rocă, față de un sistem general de referință.

Din punct de vedere spațial, starea de solicitare, cu ajutorul căreia să se constituie elipsoidul eforturilor unitare, se poate pune în evidență prin măsurări in situ, efectuate simultan după cele trei direcții ale axelor de referință. Dar aceste măsurări, care practic nu s-au putut realiza, nu ar exprima corect starea de solicitare din cîmpul activ creat de excavații după suprafețe cilindrice, despre care se tratează în capitolul de față.

O exprimare mai corectă a stării active de solicitare a masivului de roci după suprafețe cilindrice este prezentată în paragraful 3.4.1.

Pentru determinarea eforturilor din câmpul activ al masivului, s-au inițiat măsurări directe, în găuri de încercare cu diametru redus. Pentru păstrarea similitudinii în ceea ce privește determinarea cât mai reală a distribuției eforturilor și a deformațiilor s-a adoptat profilul cilindric al găurilor, realizat cu ajutorul forajelor. Prin aceasta s-a reușit să se reducă la minimum erorile, în special în cazul încercărilor in situ.

Încercările directe pentru determinarea eforturilor unitare din rocă supusă la solicitări active după suprafețe cilindrice pot fi făcute prin:

a) măsurarea deformațiilor liniare pe suprafețele găurii de încercare la decompresia câmpului activ (la descărcare);

b) măsurarea deplasărilor radiale ale găurii de încercare la descărcarea câmpului activ;

c) măsurarea deplasărilor radiale la descărcarea rocii (la decompresie), echivalente unei stări de solicitare pasivă (vezi explicația termenului „solicitare pasivă” în pag. 77);

d) măsurarea deplasării radiale la solicitare pasivă, echivalente deplasării liniare a unei secțiuni din afara găurii;

e) măsurarea presiunilor interioare într-o solicitare pasivă echivalentă cu restabilirea câmpului inițial de eforturi.

La adoptarea procedeeleor și aparaturii de măsurare, trebuie să se țină seama de următoarele:

— efectuarea determinărilor cu un preț de cost cât mai scăzut și într-un timp cât mai scurt;

— posibilitatea măsurării la o valoare cât mai reală a eforturilor în stare activă și la adâncimile dorite, fapt care implică folosirea unor dispozitive de derocare care să nu tulbure masivul de rocă;

— posibilitatea măsurării eforturilor pe o întindere cât mai mare în masivul de roci.

Astfel de condiții le oferă încercările în găuri de foraj, deoarece sistemul de săpare folosit (sfredele cu diamant sau vidia), nu deranjează prea mult starea de solicitare care urmează să fie măsurată. Dezavantajul determinărilor în găuri de foraj îl constituie suprafața redusă de încărcare. Dar posibilitatea efectuării a numeroase încercări continue permite estimarea eterogeneității și anizotropiei rocii cu ajutorul interpretării statistice.

Procedeele și aparatura folosite pentru măsurarea eforturilor exercitate în pereții excavațiilor cu profil circular, au fost aplicate în funcție de principiul metodei de măsurare. În cele ce urmează se prezintă aspectele teoretice care fundamentează metoda respectivă de măsurare, aparatura și tehnica măsurării pentru fiecare din metodele enumerate.

a) Măsurarea deformațiilor liniare pe suprafețele găurii de încercare la descărcarea cîmpului activ

Prin aceste încercări se determină eforturile unitare din masivul de rocă plecînd de la măsurarea deformațiilor liniare de pe pereții unor găuri cilindrice de încercare atunci cînd se descarcă cîmpul activ. Deformațiile se măsoară în sistemul stea și anume după direcțiile celor două axe de referință ale planului de măsurare și după o direcție la 45° de aceste axe (fig.3.31).

Aplicîndu-se teoriile elastici-tății privind relațiile dintre deformațiile specifice liniare și eforturile unitare în planul de măsurare se determină acestea din urmă. Principiile de măsurare a deformațiilor după direcțiile menționate au fost descrise în 3.4.1.1, relațiile (3.44).

Deci principiul acestei metode se bazează pe relațiile stabilite mai sus și la care deformațiile liniare sînt măsurate pe pereții unei găurii de încercare presupunîndu-se cunoscute modulul de deformare E și coeficientul lui Poisson μ . Eforturile unitare din masiv în stare inițială sînt calculate apoi pe baza relațiilor stabilite între acestea și eforturile unitare determinate în planul de măsură. Aceste relații sînt stabilite fie prin formule experimentale, pentru o secțiune plană, fie prin rezolvarea unui sistem de ecuații funcție de numărul măsurărilor făcute și de numărul componentelor tensorului din masiv, pentru starea spațial-cilindrică (v.3.4.1.2), așa cum se va vedea în cele ce urmează.

Se amintește (v. 3.4.1.1.) că tensorul eforturilor unitare din masiv în stare inițială (înainte de perforarea găurii de încercare), în raport cu o secțiune plană de măsurare este alcătuit din patru componente σ_x , σ_y , σ_z și τ_{xz} , iar în raport cu un spațiu cilindric, din 6 com-

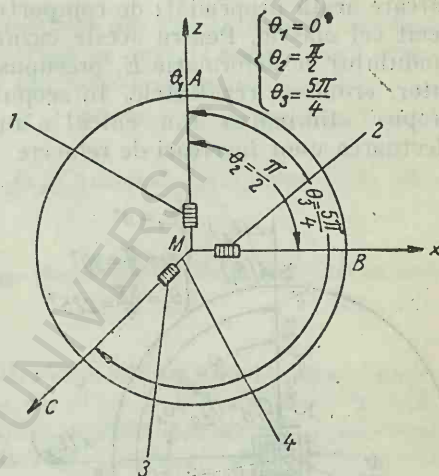


Fig. 3.31. Determinarea deformațiilor principale prin măsurarea deformațiilor după direcțiile z , x și $\frac{5\pi}{4}$:

1 — marca tensometrică A, care măsoară deformația A după direcția z ($\theta_1 = 0^\circ$); 2 — marca tensometrică B ce măsoară deformația B după direcția x ($\theta_2 = \frac{\pi}{2}$); 3 — marca tensometrică C care măsoară deformația C după direcția $\theta_3 = \frac{5\pi}{4}$; 4 — rozeta cu cele trei mărci tensometrice plasate în punctul M.

ponente (tensorul eforturilor unitare reprezentativ pentru un punct în spațiu).

La determinarea eforturilor din masiv prin această metodă se consideră că funcția efort-deformație $\sigma=f(\epsilon)$ este liniară în orice direcție de măsurare, chiar și pentru roci fisurate. Acest lucru constituie un dezavantaj, deși pentru foarte multe tipuri de roci histerezisul rezultat din curba compresiune-decompresiune are o valoare nu prea mare. Dar, pentru rocile tari sau semitari (eruptive și metamorfice) curba încărcare-descărcare arată proprietăți de comportare la deformare după alte domenii decât cel elastic. Pentru aceste cazuri, introducerea în calcul a valorii modulului de deformare E , presupus cunoscut, sau determinat în laborator, cronează rezultatele. În scopul înlăturării acestor neajunsuri s-a propus eliminarea din calcul a modulului de deformare E , prin efectuarea unor încercări de refacere a cîmpului detensionat pe carote

(recoltate la perforarea găurii) în dispozitive denumite „simulatori”. În acest fel se verifică valorile eforturilor unitare determinate, după cum se va vedea mai jos.

Determinarea prin această metodă a eforturilor unitare din rocă atît în starea activă cît și în starea inițială se face diferențiat, în funcție de locul în care se măsoară deformațiile liniare: 1) pe suprafața tălpii găurii; 2) pe conturul cilindric al găurii.

Măsurarea deformațiilor liniare pe suprafața tălpii găurii. Sistemul de măsurare după acest procedeu se încadrează în principiile teoretice prezentate în cazul stării plane (3.4.11).

Formule de calcul. Dacă se plasează punctul M din fig. 3.32 în centrul suprafeței tălpii găurii, atunci unghiul θ după axa z este de 0° , iar eforturile unitare active determinate în acest plan de măsurare vor deveni (fig. 3.32):

$$\begin{aligned}\sigma_{ra} &= \sigma_{za} = \sigma_A \\ \sigma_{\theta a} &= \sigma_{xa} = \sigma_B.\end{aligned}\quad (3.58)$$

De asemenea, se amintește că axele sistemului auxiliar de referință z și x al găurii se consideră paralel cu axele sistemului ortogonal al rocii Z ,

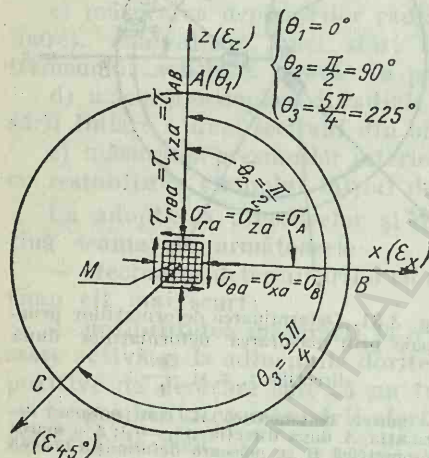


Fig. 3.32. Componentele tensorului efort-deformație pe suprafața tălpii găurii de încercare în punctul M .

X și deci cu direcțiile prezumate ale eforturilor unitare principale din masiv σ_z , σ_x . Pentru verificarea acestei prezumții se determină componentele active ale tensorului în planul de măsurare al suprafeței tălpii găurii de încercare pentru punctul M din centrul găurii: σ_{ra} , σ_{0a} și τ_{r0a} , funcție de deformațiile principale.

În relația (3.39) se dau mărimile deformațiilor principale ε_1 , ε_2 funcție de deformațiile liniare măsurate în direcțiile z , x și $\frac{5\pi}{4}$.

Plasind în punctul M o rozetă alcătuită din trei traductori electrici rezistivi (de tipul mărcilor tensometrice) pe care îi fixăm după direcțiile de măsurare conform fig. 3.31 obținem următoarele poziții:

- poziția A (marca 1) pentru ε_z (ε_A) măsurat după direcția la care unghiul $\theta=0^\circ$ (1, fig. 3.31);
- poziția B (marca 2), pentru ε_x (ε_B) măsurat după direcția la care unghiul $\theta=\frac{\pi}{2}$ (90°);
- poziția C , (marca 3), pentru ε_{45° (ε_C) măsurat după direcția la care unghiul $\theta=\frac{5\pi}{4}$ (225°).

Notind deformațiile măsurate la decompimarea (descărcarea) cîmpului activ în direcțiile A , B și C cu ε_A , ε_B și ε_C și înlocuindu-le în relațiile (3.44), se obțin mărimile eforturilor unitare din planul de măsurare funcție de mărimile și direcțiile deformațiilor liniare principale pentru punctul M :

$$\begin{aligned}\sigma_{ra} = \sigma_A &= \frac{E}{2} \cdot \left[\left(\frac{\varepsilon_A + \varepsilon_B}{1 - \mu} \right) + \left(\frac{\varepsilon_A - \varepsilon_B}{1 + \mu} \right) \right] \\ \sigma_{0a} = \sigma_B &= \frac{E}{2} \cdot \left[\left(\frac{\varepsilon_A + \varepsilon_B}{1 - \mu} \right) - \left(\frac{\varepsilon_A - \varepsilon_B}{1 + \mu} \right) \right] \\ \tau_{r0a} = \tau_{AB} &= \frac{E}{2} \left[\frac{2\varepsilon_C - (\varepsilon_A + \varepsilon_B)}{1 + \mu} \right].\end{aligned}\quad (3.59)$$

Mărimile și direcțiile eforturilor unitare ale masivului de rocă în stare inițială (înainte de perforarea găurii) se determină în funcție de numărul găurilor de încercare și de direcția acestora.

1. Măsurarea deformațiilor liniare într-o singură gaură. Măsurind deformațiile liniare de pe talpa găurii, în cazul încercărilor într-o singură gaură, și calculind componentele eforturilor unitare din punctul M , conform relațiilor (3.59), se verifică mai întâi dacă $\tau_{r0a}=0$.

În cazul în care efortul unitar de forfecare $\tau_{r0a}=0$, atunci σ_A și σ_B sînt eforturi principale paralele cu cele din rocă înainte de perforarea găurii, iar direcțiile axelor z și x sînt direcții principale.

Dacă $\tau_{r0a} \neq 0$, atunci valorile și direcțiile eforturilor unitare principale în planul de măsurare sînt date din formulele cunoscute din rezistența materialelor:

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_{0a} + \sigma_{ra}}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_{0a} - \sigma_{ra}}{2}\right)^2 + \tau_{r0a}^2} \quad (3.60)$$

$$\operatorname{tg} 2\theta_{1,2} = \frac{2 \tau_{r0a}}{\sigma_{0a} - \sigma_{ra}} \quad (3.60')$$

(unghiul θ este măsurat în direcție orară).

Înlocuind expresiile (3.59) în relațiile (3.60) și (3.60') rezultă mărimea eforturilor unitare principale și direcțiile principale ale acestora în planul de măsurare funcție de deformațiile măsurate:

$$\sigma_{1,2} = \frac{E}{2} \left\{ \left(\frac{1}{1-\mu} \right) \cdot (\varepsilon_A + \varepsilon_B) \pm \frac{1}{1+\mu} \times \right. \quad (3.61)$$

$$\left. \times \sqrt{[2\varepsilon_C - (\varepsilon_A + \varepsilon_B)]^2 + (\varepsilon_A - \varepsilon_B)^2} \right\}$$

$$\operatorname{tg} \theta_{1,2} = \frac{2(\varepsilon_{1,2} - \varepsilon_A)}{2\varepsilon_C - (\varepsilon_A + \varepsilon_B)} \quad (3.61')$$

Valoarea lui $\varepsilon_{1,2}$ este dată în relația 3.39.

Relația între eforturile unitare în stare activă din planul de măsurat și componentele eforturilor unitare din rocă în stare inițială (înainte de perforarea găurii) a fost exprimată de Leeman [8] în următoarele formule experimentale:

$$\begin{aligned} \sigma_A &= 1,25 \cdot \sigma_Z - 0,75 \cdot (0,645 + \mu) \cdot \sigma_Y \\ \sigma_B &= 1,25 \cdot \sigma_X - 0,75 \cdot (0,645 + \mu) \cdot \sigma_Y \\ \tau_{AB} &= 1,25 \cdot \tau_{XZ} \end{aligned} \quad (3.62)$$

Aceste formule au fost deduse pe baza experimentărilor făcute de către V. Heerden și Bonnechere pe prisme în care s-au perforat cilindri din oțel, rocă și arădit, măsurîndu-se distribuția eforturilor unitare pe fundul găurii cu mărci tensometrice și determinări de fotoelasticitate.

Din măsurări fotoelastice s-a constatat că valoarea raporturilor $\frac{\sigma_A}{\sigma_Z}$ și $\frac{\sigma_B}{\sigma_X}$ se menține în treimea mijlocie a diametrului fundului găurii. De

aici și necesitatea de a se plasa rozeta cu mărci tensometrice în centrul suprafeței.

2. Măsurarea deformațiilor liniare în trei găuri de încercare. Este știut că în urma măsurării deformațiilor liniare pe suprafața unei singure găuri se pot obține, cu ajutorul relațiilor prezentate (3.62), valorile a numai patru componente ale eforturilor unitare din masivul de rocă în stare inițială (înainte de perforarea găurii) σ_Z , σ_Y , σ_X și τ_{XZ} .

Pentru a se cunoaște starea completă de solicitare din rocă este necesar a determina toate componentele tensorului de eforturile reprezentat prin cele 6 componente, așa cum s-a arătat în 3.4.2.2. Literatura tehnică de specialitate denumește această stare, „starea absolută” a eforturilor unitare din masivul de rocă.

Pentru a calcula numărul de încercări necesare plecând de la relațiile (3.62) sau de la orice relație care exprimă eforturile unitare din planul de măsură funcție de cele din rocă, astfel încât să se determine cele 6 componente ale tensorului spațial, este necesară alcătuirea unei matrice al cărei determinant să fie de ordinul 6. Rezolvarea determinantului dă cele 6 valori ale necunoscutelor.

Numărul de încercări necesare, demonstrat prin calcul, este de 3, din care se obțin 9 ecuații cu 6 necunoscute. Dintre acestea numai șase sînt necesare pentru determinarea eforturilor unitare.

Reiese că măsurările deformațiilor trebuie făcute în cel puțin 3 găuri de încercare. Dacă cele 3 găuri cu coordonatele auxiliare (x_1, y_1, z_1) , (x_2, y_2, z_2) și (x_3, y_3, z_3) sînt orientate diferit față de un sistem de referință X, Y, Z , ca în fig. 3.33, atunci eforturile unitare normale precum și eforturile unitare de forfecare determinate pe suprafața fundului fiecărei găuri trebuie raportate la sistemul ortogonal X, Y, Z .

Mărimile efortului unitar normal și de forfecare într-un punct M în spațiu, orientat față de un sistem ortogonal de coordonate X, Y, Z , după un versor oarecare $\bar{v}$, este cunoscută din rezistența materialelor (fig. 3.34).

Componenta efortului normal σ_n al punctului M acționînd după orice direcție definită de cosinusurile directoare l, m, n este dată de următoarea expresie (fig. 3.34):

$$\sigma_n = l^2 \sigma_X + m^2 \sigma_Y + n^2 \sigma_Z + 2lm \tau_{XY} + 2mn \tau_{YZ} + 2nl \tau_{ZX}. \quad (3.63)$$

Fiind măsurate valorile eforturilor unitare normale și de forfecare σ_{Ai} , σ_{Bi} și τ_{ABi} pe suprafața fundului fiecărei găuri (fig. 3.33) și calculîndu-le orientarea acestora funcție de sistemul ortogonal de referință X ,

* Denumirea de „stare absolută” a eforturilor unitare în rocă caracterizează aspectul teoretic al tensorului de eforturi într-un punct din spațiul rocii nu și cel practic. Or, între mărimile teoretice și valorile măsurate ale componentelor tensorului de eforturi pot exista diferențe, date de anizotropia rocii.

Y, Z, conform relațiilor din fig. 3.34, se obțin eforturile unitare σ'_{Ai} , σ'_{Bi} , τ'_{ABi} . Expresiile acestor eforturi față de eforturile unitare din rocă în stare inițială (înainte de perforarea găurii) sînt date în tabelul 3.1.

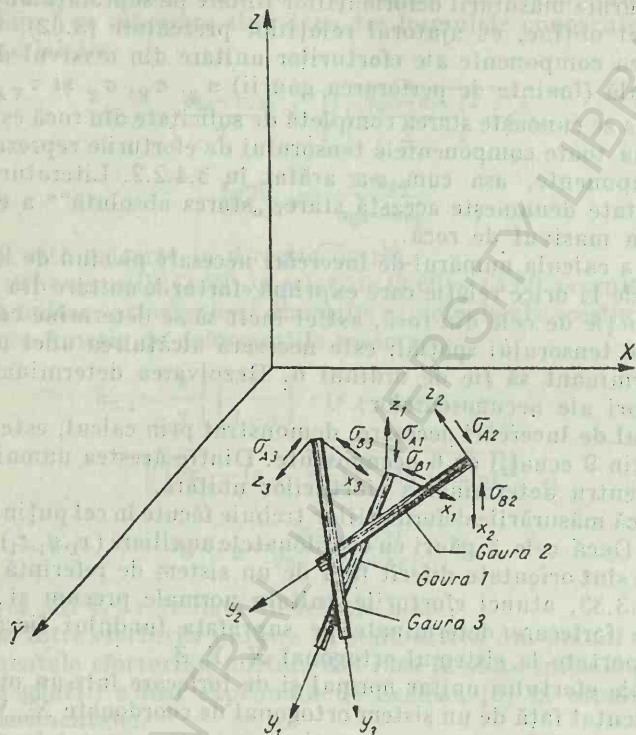


Fig. 3.33. Forarea a trei găuri de încercare în masivul de rocă, orientate diferit față de sistemul de referință X, Y, Z.

Cosinusurile directoare pentru gaura 1

$\cos(x_1, X) = l_{1,1};$	$\cos(x_1, Y) = m_{1,1};$	$\cos(x_1, Z) = n_{1,1}$
$\cos(y_1, X) = l_{1,2};$	$\cos(y_1, Y) = m_{1,2};$	$\cos(y_1, Z) = n_{1,2}$
$\cos(z_1, X) = l_{1,3};$	$\cos(z_1, Y) = m_{1,3};$	$\cos(z_1, Z) = n_{1,3}$

Cosinusurile directoare pentru gaura 2

$\cos(x_2, X) = l_{2,1};$	$\cos(x_2, Y) = m_{2,1};$	$\cos(x_2, Z) = n_{2,1}$
$\cos(y_2, X) = l_{2,2};$	$\cos(y_2, Y) = m_{2,2};$	$\cos(y_2, Z) = n_{2,2}$
$\cos(z_2, X) = l_{2,3};$	$\cos(z_2, Y) = m_{2,3};$	$\cos(z_2, Z) = n_{2,3}$

Cosinusurile directoare pentru gaura 3

$\cos(x_3, X) = l_{3,1};$	$\cos(x_3, Y) = m_{3,1};$	$\cos(x_3, Z) = n_{3,1}$
$\cos(y_3, X) = l_{3,2};$	$\cos(y_3, Y) = m_{3,2};$	$\cos(y_3, Z) = n_{3,2}$
$\cos(z_3, X) = l_{3,3};$	$\cos(z_3, Y) = m_{3,3};$	$\cos(z_3, Z) = n_{3,3}$

După cum s-a spus mai înainte, numai 6 ecuații înseminate în tabel sînt necesare pentru determinarea necunoscutelelor σ_X , σ_Y , σ_Z , τ_{XZ} , τ_{ZY} și τ_{YX} .

Cazul în care cele trei găuri de încercare sînt forate după cele 3 axe ortogonale ale sistemului general cartezian X , Y , Z este prezentat în

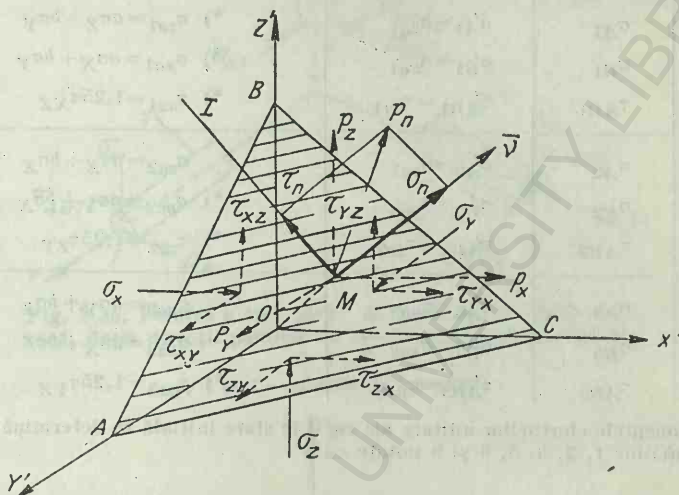


Fig. 3.34. Starea spațială a eforturilor într-un punct M de orientare $\bar{v}$ față de coordonatele sistemului de referință X , Y , Z .

$$\cos(X, \bar{v}) = l;$$

$$\cos(Y, \bar{v}) = m;$$

$$\cos(Z, \bar{v}) = n;$$

$$p_X = \sigma_X \cdot l + \tau_{XY} \cdot m + \tau_{XZ} \cdot n;$$

$$p_Y = \tau_{YX} \cdot l + \sigma_Y \cdot m + \tau_{YZ} \cdot n;$$

$$p_Z = \tau_{ZX} \cdot l + \tau_{ZY} \cdot m + \sigma_Z \cdot n;$$

$$p_n = \sqrt{p_X^2 + p_Y^2 + p_Z^2}$$

$$\sigma_n = p_X \cdot \cos(X, \bar{v}) + p_Y \cdot \cos(Y, \bar{v}) + p_Z \cdot \cos(Z, \bar{v});$$

$$\tau_n = \sigma_X \cdot l \cdot l_I + \sigma_Y \cdot m \cdot m_I + \sigma_Z \cdot n \cdot n_I + \tau_{XY} \cdot$$

$$\cdot (l \cdot m_I + m \cdot l_I) + \tau_{YZ} \cdot (m \cdot n_I + n \cdot m_I) + \tau_{ZX} \cdot (n \cdot l_I + l \cdot n_I).$$

Tabelul 3.1. Determinarea eforturilor unitare ale rocii în stare inițială prin măsurarea deformațiilor pe tălpile a trei găuri de încercare

Numărul găurilor	Eforturile unitare măsurate	Eforturile unitare calculate conform ecuațiilor din fig. 3.34, după măsurare	Relațiile dintre eforturile unitare calculate și eforturile unitare din rocă
1	σ_{A1}	$\sigma'_{A1} = \sigma_{za1}$	*) $\sigma_{za1} = a\sigma_Z + b\sigma_Y$ (1)
	σ_{B1}	$\sigma'_{B1} = \sigma_{xa1}$	*) $\sigma_{xa1} = a\sigma_X + b\sigma_Y$ (2)
	τ_{AB1}	$\tau'_{AB1} = \tau_{xz1}$	*) $\tau_{xz1} = 1,25\tau_{XZ}$ (3)
2	σ_{A2}	$\sigma'_{A2} = \sigma_{za2}$	$\sigma_{za2} = a\sigma_Z + b\sigma_X$ (4)
	σ_{B2}	$\sigma'_{B2} = \sigma_{ya2}$	*) $\sigma_{ya2} = a\sigma_Y + b\sigma_X$ (5)
	τ_{AB2}	$\tau'_{AB2} = \tau_{zy2}$	*) $\tau_{zy2} = 1,25\tau_{ZY}$ (6)
3	σ_{A3}	$\sigma'_{A3} = \sigma_{ya3}$	$\sigma_{ya3} = a\sigma_Y + b\sigma_Z$ (7)
	σ_{B3}	$\sigma'_{B3} = \sigma_{xa3}$	$\sigma_{xa3} = a\sigma_X + b\sigma_Z$ (8)
	τ_{AB3}	$\tau'_{AB3} = \tau_{yx3}$	*) $\tau_{yx3} = 1,25\tau_{YZ}$ (9)

Componentele eforturilor unitare ale rocii în stare inițială se determină din rezolvarea ecuațiilor 1, 2, 3, 5, 6 și 9 notate cu*.

fig. 3.35, iar cazul în care găurile se forează într-un singur plan (coplanare), de exemplu în planul XOZ (axele găurilor fiind raportate la axa Y din sistemul general prin unghiurile α_2 și α_3), este prezentat în fig. 3.36.

Eforturile unitare din rocă în stare inițială pot fi determinate și prin alte formule decât (3.62).

Astfel, pe baza relațiilor efort-deformație (3.6 și 105), date pentru un punct în spațiu, se obțin relațiile dintre deformațiile măsurate pe talpa găurii după direcțiile A, B și C (fig. 3.31) în cele trei găuri și eforturile unitare din rocă [4]:

$$\varepsilon_{iA} = \frac{1}{E} (L\sigma_Y + N\sigma_X + M\sigma_Z)$$

$$\varepsilon_{iB} = \frac{1}{E} (L\sigma_Y + M\sigma_X + N\sigma_Z) \quad (3.64)$$

$$\varepsilon_{iC} = \frac{1}{E} \left[L \cdot \sigma_Y + \frac{M+N}{2} \sigma_X + \frac{M+N}{2} \sigma_Z + (M-N)\tau_{XZ} \right]$$

L, M și N sînt coeficienți de deformație, stabiliți prin măsurări experimentale fotoelastice pe prisme perforate după contur cilindric. Valorile

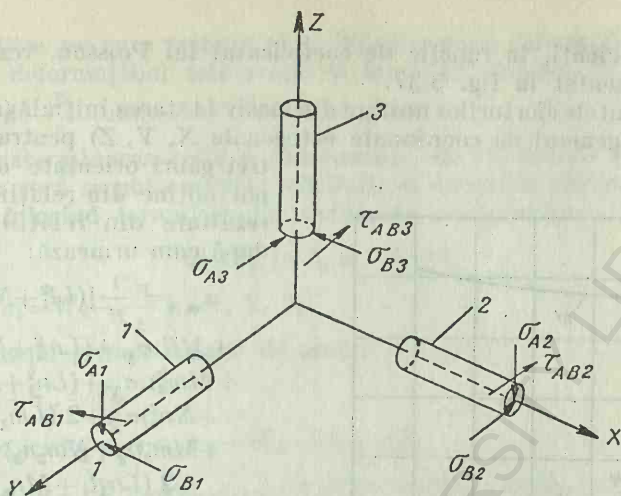


Fig. 3.35. Forarea a trei găuri de încercare în masivul de rocă, după direcții paralele cu sistemul general de referință X, Y, Z :

1, 2 și 3 — găurile de încercare.

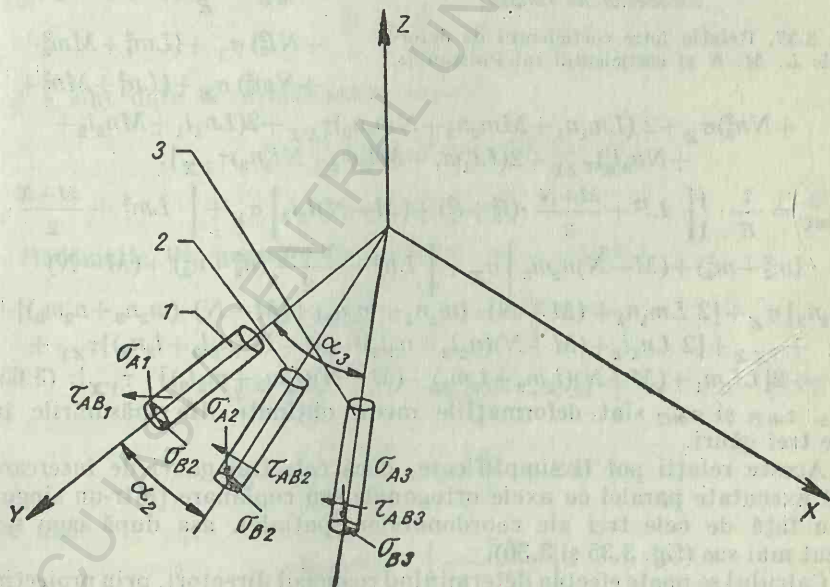


Fig. 3.36. Forarea coplanară a trei găuri de încercare în masivul de rocă:

1, 2 și 3 — găurile de încercare.

acestor coeficienți, în funcție de coeficientul lui Poisson, rezultă din graficul prezentat în fig. 3.37.

Componentele eforturilor unitare din masiv în starea inițială (raportate la sistemul general de coordonate ortogonale X, Y, Z) pentru cazul a

trei găuri orientate diferit se pot obține din relațiile (3.65), rezultate din relațiile (3.64), după cum urmează:

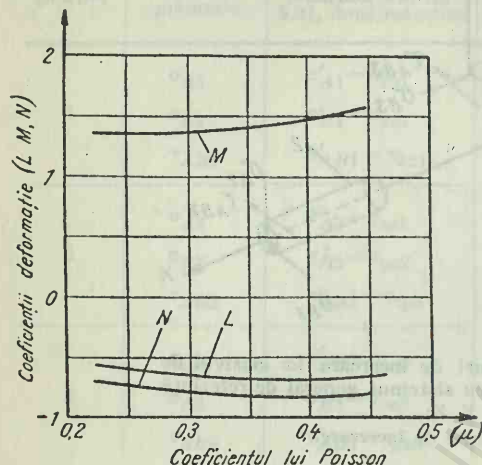


Fig. 3.37. Relația între coeficientul de deformare L, M, N și coeficientul lui Poisson μ .

$$\begin{aligned} \varepsilon_{mA} = \frac{1}{E} [& (Ll_1^2 + Nl_2^2 + \\ & + Ml_3^2) \sigma_Y + (Lm_1^2 + Nm_2^2 + \\ & + Mm_3^2) \sigma_X + (Ln_1^2 + Mn_2^2 + \\ & + Nn_3^2) \sigma_Z + 2(Lm_1n_1 + \\ & + Mm_2n_2 + Nm_3n_3) \tau_{XZ} + \\ & + 2(Ln_1l_1 + Mn_2l_2 + \\ & + Nn_3l_3) \tau_{ZY} + 2(Ll_1m_1 + \\ & + Ml_2m_2 + Nl_3m_3) \tau_{YX}]; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_{mB} = \frac{1}{E} [& (Ll_1^2 + Ml_2^2 + \\ & + Nl_3^2) \sigma_Y + (Lm_1^2 + Mm_2^2 + \\ & + Nm_3^2) \sigma_X + (Ln_1^2 + Mn_2^2 + \\ & + Nn_3^2) \sigma_Z + 2(Lm_1n_1 + Mm_2n_2 + Nm_3n_3) \tau_{XZ} + \\ & + 2(Ln_1l_1 + Mn_2l_2 + \\ & + Nn_3l_3) \tau_{ZY} + 2(Ll_1m_1 + Ml_2m_2 + Nl_3m_3) \tau_{YX}]; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_{mC} = \frac{1}{E} \cdot \left\{ \left[Ll^2 + \frac{M+N}{2} \cdot (l_2^2 + l_3^2) + (M-N)l_2l_3 \right] \sigma_Y + \left[Lm_1^2 + \frac{M+N}{2} \cdot (m_2^2 + m_3^2) + (M-N)n_2m_3 \right] \sigma_X + \left[Ln^2 + \frac{M+N}{2} (n_2^2 + n_3^2) + (M-N) \cdot \right. \right. \\ \left. \cdot n_2n_3 \right] \sigma_Z + [2Lm_1n_1 + (M+N)(m_2n_2 + m_3n_3) + (M-N)(m_2n_3 + n_2m_3)] + \\ + \tau_{XZ} + [2Ln_1l_1 + (M+N)(n_2l_2 + n_3l_3) + (M-N)(n_2l_3 + l_2n_3)] \tau_{ZY} + \\ + 2[Ll_1m_1 + (M+N)(l_2m_2 + l_3m_3) + (M-N)(l_2m_3 + m_2l_3)] \tau_{YX} \}. \quad (3.65) \end{aligned}$$

$\varepsilon_{mA}, \varepsilon_{mB}$ și ε_{mC} sînt deformațiile medii obținute din măsurările în cele trei găuri.

Aceste relații pot fi simplificate, dacă cele trei găuri de încercare sînt executate paralel cu axele ortogonale sau coplanare (într-un singur plan față de cele trei ale coordonatelor spațiale). așa după cum s-a văzut mai sus (fig. 3.35 și 3.36).

Calculul se poate efectua determinînd cosinuzii directori, prin proiecția axelor de măsurare ale găurilor poziționate (după sistemul adoptat) față de axele sistemului general și introducînd valorile găsite în formula (3.65).

O condiție pe care trebuie să o îndeplinească deformetrele pentru măsurarea deformațiilor este aceea ca lungimea acestora, l , să nu fie mai mare de $\frac{D}{5}$ (unde D = diametrul găurii).

După determinarea celor 6 componente ale eforturilor unitare din masivul de rocă se pot cunoaște mărimile și direcțiile eforturilor σ_1 , σ_2 și $\sigma_3(\sigma_i)$, folosind formulele din rezistența materialelor:

$$\sigma_i^3 - I_1 \sigma_i^2 + I_2 \sigma_i - I_3 = 0, \quad (3.66)$$

de unde $\sigma_i = W_i - \frac{B}{3}$ [$i=1, 2, 3$].

Coeficienții primei ecuații de gradul 3 sînt:

$$I_1 = \sigma_X + \sigma_Y + \sigma_Z$$

$$I_2 = \sigma_X \sigma_Y + \sigma_X \sigma_Z + \sigma_Z \sigma_Y - \tau_{YX}^2 - \tau_{XZ}^2 - \tau_{ZY}^2$$

$$I_3 = \sigma_X \sigma_Y \sigma_Z + 2 \tau_{YX} \tau_{XZ} \tau_{ZY} - \sigma_Y \tau_{XZ}^2 - \sigma_X \tau_{ZY}^2 - \sigma_Z \tau_{YX}^2.$$

Rădăcinile W_i (1. 2. 3.) se obțin din rezolvarea ecuației:

$$W_i^3 + \alpha W_i + \beta = 0 \quad (3.66')$$

dacă

$$\frac{\beta^2}{4} + \frac{\alpha^3}{27} < 0;$$

β și α sînt date de următoarele formule:

$$\beta = \frac{1}{27} (2I_1^3 - 9 I_1 I_2 + 27 I_3);$$

$$\alpha = 1/3 \cdot (3 I_2 + I_1^2). \quad (3.66'')$$

Rădăcinile W_i necesare determinării $\sigma_{1, 2, 3}$ sînt :

$$W_1 = 2 \sqrt{-\frac{\alpha}{3}} \cdot \cos \frac{\theta_p}{3};$$

$$W_2 = 2 \sqrt{-\frac{\alpha}{3}} \cdot \cos \left(\frac{\theta_p}{3} + 120^\circ \right); \quad (3.66''')$$

$$W_3 = 2 \sqrt{-\frac{\alpha}{3}} \cdot \cos \left(\frac{\theta_p}{3} + 240^\circ \right).$$

De unde

$$\theta_p = \cos^{-1} \left[\frac{-\beta/2}{\sqrt{-\frac{\alpha^3}{27}}} \right].$$

Procedeul de măsurare. Determinarea eforturilor unitare manifestate pe suprafața tălpii găurii după forarea acesteia și pentru oricare gaură de încercare constă în următoarele operații (fig. 3.38):

- forarea găurii de încercare și netezirea tălpii 1 (fig. 3.38, a);
- fixarea unui dispozitiv (deformetru) 2, pentru măsurarea deformațiilor liniare pe talpa găurii 1, care este supusă unei solicitări active de către masivul de rocă (fig. 3.38, b);
- carotarea în continuare a găurii 3, și măsurarea deformațiilor pe talpa inițială 1, până la decompresarea (descărcarea) cîmpului de eforturi din carotă ce tinde către o stare detensionată (fig. 3.38, c); desprinderea carotei 4 și recuperarea acesteia pentru încercări ulterioare de laborator (fig. 3.38, d).

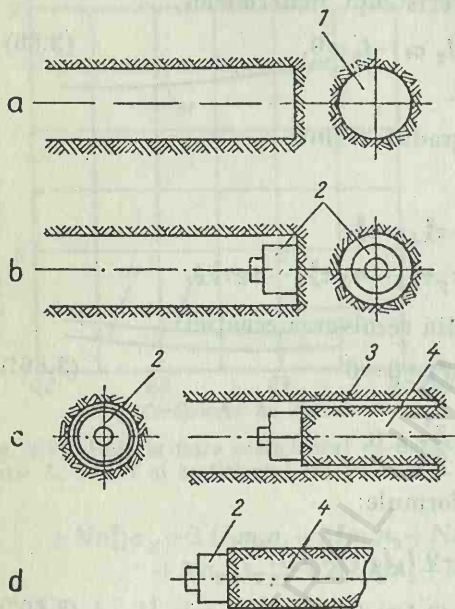


Fig. 3.38. Măsurarea deformațiilor liniare specifice într-o gaură de încercare.

lui de măsurare, talpa găurii trebuie îndreptată, pentru a obține o suprafață perfect plană. Această operație se face prin polizare cu capete de carotieră plane avînd inserții de diamant.

Apoi, talpa găurii se curăță și se usucă. În acest scop se folosește un agent chimic dizolvat în alcool, care absoarbe urmele de apă de pe talpă. După această pregătire se trece la lipirea deformetrului (v. fig. 3.38, b) cu un adeziv de rășină epoxidică numit *araldit*. Acest adeziv, avînd o comportare elastică, permite transmiterea integrală a deformațiilor liniare din cîmpul de rocă detensionată, chiar dacă după fixarea deformetrului talpa găurii se umectează.

Deformetrul (fig. 3.39) se compune dintr-o carcasă din material plastic 2, prin care pătrund 4 piciorușe de contact 1, din aramă placată

cu aur, de care sînt legați reoforii celor 3 mărci tensometrice. Mărcile sînt fixate în placa existentă la baza cilindrului care se lipește pe talpa plană a găurii de încercare cu ajutorul adezivului. Mărcile tensometrice sînt dispuse în stea, la unghiuri θ de 0° , 90° și 225° (în sens orar), în conformitate cu schema teoretică.

Cele patru piciorușe 1 sînt înconjurate la partea superioară (A-A') de un guler cu ghidaj 5, la care se conectează univoc aparatul de fixare și înregistrare. Carcasa este umplută cu o masă de cauciuc 3, care solidarizează și izolează elementele descrise mai sus.

Diametrul dispozitivului de măsurare a deformațiilor pe talpa găurii este de circa 35 mm și corespunde unei găuri forate cu diametrul de 60 mm. Carcasa deformetrului 2, din plastic, și umplutura din cauciuc protejează traductorii contra acțiunii distructive a apei și fluidului de foraj în cursul carotării găurii. În felul acesta cele trei mărci tensometrice (traductorii electrici rezistivi) pot înregistra deformațiile produse ca urmare a detenționării masivului de rocă prin carotare.

Montarea deformetrului pe talpa găurii se execută cu un aparat special, prezentat în fig. 3.40. În timpul fixării deformetrului pe talpa găurii, se citește, la un indicator de suprafață, înregistrările celor trei traductori electrici (mărcile tensometrice) în mărimi elec-

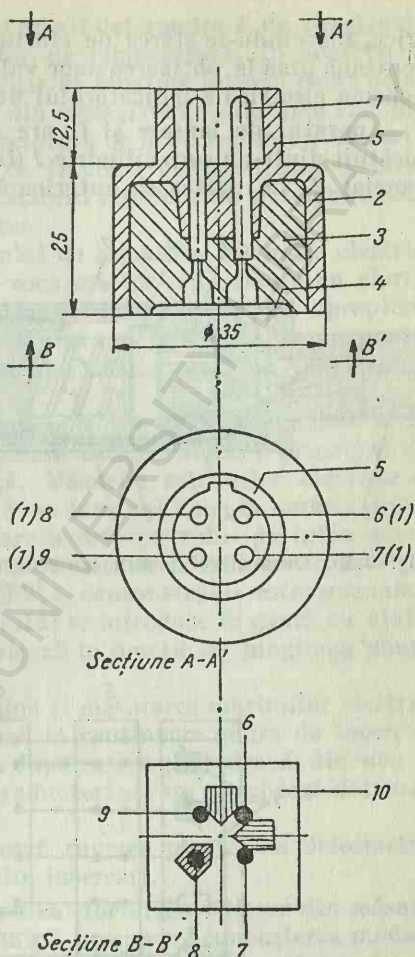


Fig. 3.39. Deformetru pentru măsurarea deformațiilor liniare pe talpa găurii de încercare:

1 — piciorușe de conectare; 2 — corp din material plastic; 3 — umplutură din cauciuc; 4 — placă cu mărci tensometrice; 5 — guler cu ghidaj; 6 — picioruș conectat la marca poziționată la 225° ($\theta = \frac{5\pi}{4}$); 7 — picioruș conectat la marca de 90° ($\theta = \frac{\pi}{2}$); 8 — picioruș comun;

B-B' — vederea plăcii cu rozeta din mărci tensometrice; A-A' — vederea piciorușelor de conectare.

trice, marcându-se starea de eforturi active pe suprafața tălpii. Citirile se continuă pînă la obținerea unor valori constante ale mărimilor electrice. Schema electrică a indicatorului de suprafață este arătată în fig. 3.41.

Aparatul de lansare și fixare a deformetrului pe talpa găurii este alcătuit dintr-un corp cilindric 1 (fig. 3.40), în care poate culisa pistonul canelat 2. La partea sa anterioară se conectează deformetrul de tablă

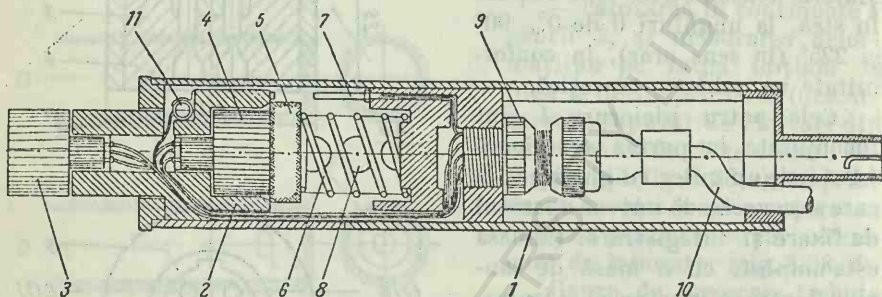


Fig. 3.40. Dispozitivul pentru lansarea și fixarea deformetrului pe talpa găurii de încercare.

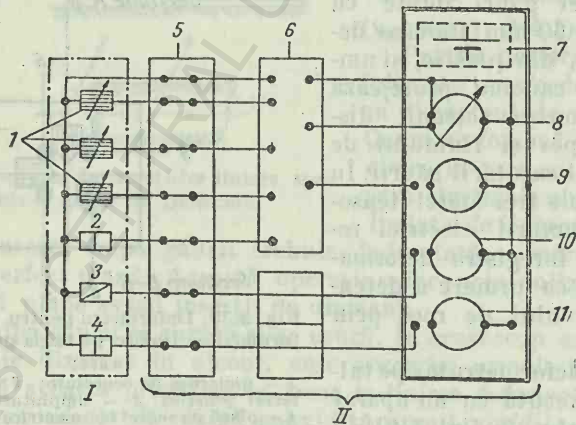


Fig. 3.41. Schema electrică de principiu a ansamblului de măsurat:

1 — mărci tensometrice; 2 — contactor resort; 3 — orientator cu mercur; 4 — compensator de temperatură; 5 — conector; 6 — întrerupător; 7 — baterii electrice; 8 — miliampermetru indicator de deformații; 9 — semnalizarea închiderii contactului de declanșare a resortului; 10 — semnalizarea orientării dispozitivului în gaură; 11 — semnalizarea optică a compensatorului de temperatură; I — schema electrică de principiu a ansamblului deformetrului dispozitiv de fixare; II — tabloul cu aparatura de înregistrare.

3, iar la partea posterioară este montat un alt deformetru 4, de construcție similară, care are rol de compensator de temperatură. În acest scop, pe deformetrul compensator 4, în poziție de montare inversă decât deformetrul 3, este fixată o probă martor 5, din aceeași rocă — de circa 12,5 mm grosime — decupată dintr-o carotă prelevată de la același foraj. Resortul 6 apasă cu o forță egală cu aceea de fixare a deformetrului 3, adică de circa 5 kg, în momentul când contactorul 7 se închide și semnalizează în exterior prin aprinderea unui bec.

Deformetrul compensator 4 are rolul de a măsura mărimile electrice ale mărcilor tensometrice fixate pe roca martor echivalentă cu efortul de apăsare a resortului 6 în condițiile de temperatură din apropierea tălpii. În acest scop, în corpul cilindric sînt practicate găurile 8, pentru ca temperatura din interiorul cilindrului să fie egală cu temperatura rocii din jurul găurii.

Cei opt conductori de la cele două deformetre se conexează la un conector principal 9, de care se cuplează cablul conector principal 10, ce duce la indicatorul de suprafață. Măsurile mărimilor electrice ce marchează fixarea deformatorului 3 se fac simultan la ambele deformetre. Orientarea aparatului de fixare a deformetrului pe talpa găurii este asigurată cu ajutorul unui orientator electric cu mercur 11, fixat de corpul pistonului. Poziția de montare a deformetrului este semnalată la suprafață de către orientator. Aparatul se introduce în gaură cu ajutorul unor tije de manevră, care se cuplează în funcție de lungimea găurii de încercare.

După fixarea deformetrului pe talpă și măsurarea mărimilor electrice ale mărcilor tensometrice se carotează în continuare gaura de încercare pe o lungime egală cu 3—5 diametre, după care se procedează din nou la citirea mărimilor electrice date de traductori și care marchează detensiunea cîmpului de rocă.

După această operație se efectuează ruperea carotei cu deformetrul fixat și se scoate din gaură pentru alte încercări.

Simulator pentru carote. Determinarea eforturilor unitare din măsurările înregistrate cu deformetrul de talpă presupune cunoașterea modulelor elastici ai rocii. Datorită variației proprietăților rocii funcție de amplasamentul și de precizia metodelor de laborator folosite pentru determinare, în calcule pot fi introduse erori importante. Pentru a înlătura această dificultate s-a realizat un așa-numit „simulator pentru carote”, în care carota extrasă din gaură și cu deformetrul de tablă lipit este încărcată din nou, astfel ca să fie restabilită starea inițială de eforturi. Cu mijloace hidraulice se aplică două sarcini radiale la 90° (p și q) Presiunea uleiului înregistrată în momentul în care deformetrul de talpă semnalizează aceleași date ca înainte de carotare este o măsură a eforturilor unitare inițiale de pe talpa găurii.

Într-adevăr, dacă carota cilindrică este supusă biaxial în laborator la sarcinile unitare p și q , fiecare uniform distribuite de-a lungul unui sfert de circumferință, atunci eforturile unitare radial, tangențial și de forfecare sînt date de relațiile [8]:

$$\begin{aligned}\sigma_r &= \frac{1}{2} \left[(p+q) + \frac{4}{\pi} (p-q) \cos 2\theta \right]; \\ \sigma_\theta &= \frac{1}{2} \left[(p+q) - \frac{4}{\pi} (p-q) \cos 2\theta \right]; \\ \tau_{r\theta} &= \frac{2}{\pi} (p-q) \sin 2\theta.\end{aligned}\quad (3.67)$$

Deformațiile radiale pentru $\theta=0^\circ$, 45° și 90° sînt date de legea lui Hooke pentru starea plană, după cum urmează:

$$\begin{aligned}\varepsilon_{r0^\circ} &= \frac{1}{2E} \left[(1-\mu)(p+q) + \frac{4}{\pi} (1+\mu)(p-q) \right]; \\ \varepsilon_{r45^\circ} &= \frac{1-\mu}{2E} (p+q); \\ \varepsilon_{r90^\circ} &= \frac{1}{2E} \left[(1-\mu)(p+q) - \frac{4}{\pi} (1+\mu)(p-q) \right].\end{aligned}\quad (3.68)$$

Componentele eforturilor unitare de pe talpa unei găuri într-un câmp de eforturi unitare principale P și Q distribuite uniform sînt date de următoarele formule:

$$\begin{aligned}\sigma'_r &= \frac{1,25}{2} \left[(P+Q) + (P-Q) \cos 2\theta \right]; \\ \sigma'_\theta &= \frac{1,25}{2} \left[(P+Q) - (P-Q) \cos 2\theta \right]; \\ \tau'_{r\theta} &= \frac{1,25}{2} (P-Q) \sin 2\theta,\end{aligned}\quad (3.69)$$

în care valoarea 1,25 este factorul α indicat în formulele din tabelul 3.1. De asemenea, deformațiile radiale pentru $\theta=0^\circ$, 45° și 90° în aceeași situație sînt date de legea lui Hooke pentru starea plană după cum urmează:

$$\begin{aligned}\varepsilon'_{r0^\circ} &= \frac{1,25}{2E} (1-\mu)(P+Q) + (1+\mu)(P-Q); \\ \varepsilon'_{r45^\circ} &= \frac{1,25}{2E} (P+Q); \\ \varepsilon'_{r90^\circ} &= \frac{1,25}{2E} (1-\mu)(P+Q) - (1+\mu)(P-Q).\end{aligned}\quad (3.70)$$

Astfel, pentru ca starea de eforturi din carota solicitată de simulator să fie identică cu aceea din talpa găurii trebuie ca:

$$\varepsilon_{r0^\circ} = \varepsilon'_{r0^\circ}; \quad \varepsilon_{r45^\circ} = \varepsilon'_{r45^\circ}; \quad \varepsilon_{r90^\circ} = \varepsilon'_{r90^\circ}. \quad (3.71)$$

Rezolvînd pe P și Q în funcție de p și q rezultă:

$$\begin{aligned} P &= \frac{1}{2,50} \left[\left(1 + \frac{4}{\pi} \right) p + \left(1 - \frac{4}{\pi} \right) q \right]; \\ Q &= \frac{1}{2,50} \left[\left(1 - \frac{4}{\pi} \right) p + \left(1 + \frac{4}{\pi} \right) q \right]. \end{aligned} \quad (3.72)$$

Astfel, aplicînd presiunile hidraulice p și q asupra carotei de rocă, pentru restabilirea deformației, se pot obține eforturile unitare principale

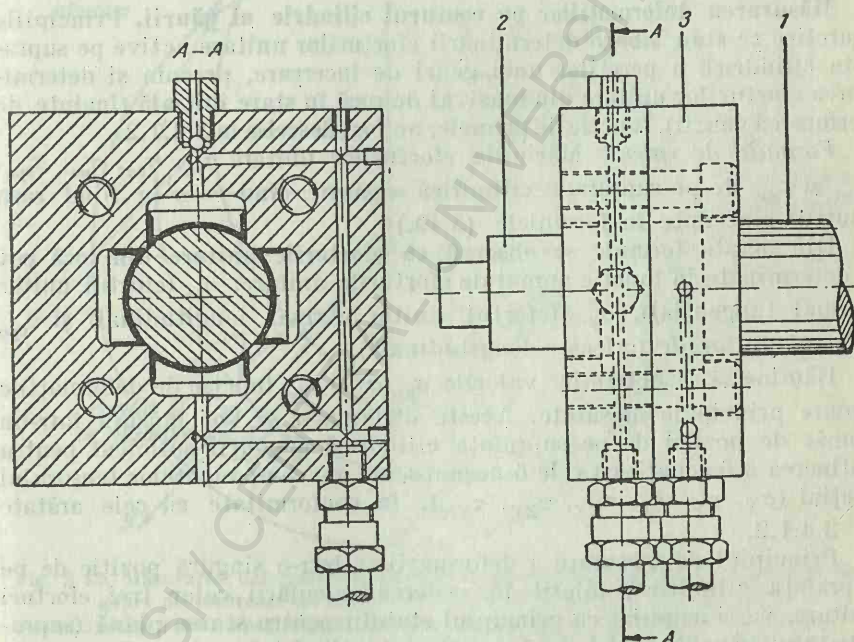


Fig. 3.42. Simulatorul pentru carote:

1 — carotă; 2 — deformetru pentru măsurarea deformațiilor liniare; 3 — locul simulatorului.

inițiale P și Q din rocă fără a se recurge la cunoașterea proprietăților ei.

În fig. 3.42 este reprezentată schița subansamblului hidraulic al simulatorului, în care carota este supusă presiunilor p și q după sferturi de

circumferință, prin intermediul unor garnituri de neopren. Deformetrul de talpă este lipit la un capăt al carotei.

Simulatorul este ușor transportabil într-o cutie ce conține 2 pompe hidraulice de înaltă presiune acționate manual, manometre și un raportor fixat în dreptul locașului de încercare pentru orientarea precisă a carotei.

Operația de simulare se face în felul următor:

După carotare și obținerea celor 3 citiri ale deformațiilor, se determină direcțiile eforturilor unitare principale date de unghiul θ . Carota, cu deformetrul lipit la un capăt, este montată în locașul de încercare orientată, după unghiul θ citit pe raportor. Se exercită presiunile p și q , care au aceeași orientare ca și eforturile principale înainte de carotare. Valorile acestor presiuni, care restabilesc deformațiile înregistrate înainte de defensionare prin carotare, se introduc în ecuațiile (3.72), calculându-se P și Q .

Măsurarea deformațiilor pe conturul cilindric al găurii. Principiile teoretice ce stau la baza determinării eforturilor unitare active pe suprafața cilindrică a pereților unei găuri de încercare, precum și determinarea eforturilor unitare din masivul de rocă în stare inițială (înainte de perforarea găurii), funcție de primele, au fost descrise la 3.4.1.2.

Formule de calcul. Mărimile eforturilor unitare σ_{ra} , σ_{0a} , σ_{ya} , τ_{0ya} , τ_{rya} și τ_{roa} de pe suprafața cilindrică a găurii, când $r=a$ (a fiind raza găurii), sînt date în formulele (3.49.)

Din aceste formule se observă că eforturile unitare din rocă pot fi determinate în funcție numai de eforturile unitare: σ_{0a} (efortul unitar normal tangențial), σ_{ya} (efortul unitar normal longitudinal) și τ_{0ya} (efortul unitar de forfecare longitudinală).

Rămîne să se determine valorile σ_0 , σ_y și τ_{0y} funcție de deformațiile liniare principale măsurate. Aceste deformații se vor măsura într-un număr de poziții de pe suprafața cilindrică a găurii suficient pentru obținerea a 6 ecuații cu cele 6 necunoscute ale componentelor tensorului spațial (σ_x , σ_y , σ_z , σ_{xz} , τ_{zy} , τ_{yx}), în conformitate cu cele arătate la 3.4.1.2.

Principiul de măsurare a deformațiilor într-o singură poziție de pe suprafața cilindrică, folosit în vederea calculării celor trei eforturi unitare, va fi asimilat cu principiul stabilit pentru starea plană (suprafața tălpiei găurii). Astfel, dacă pe suprafața cilindrică se alege, de exemplu poziția 1 din fig. 3.43, la care unghiul $\theta=0^\circ$ (poziția situată în acoperișul găurii orizontale de încercare), atunci vor rezulta numai trei direcții de măsurare a deformațiilor liniare principale.

Rezultă că pentru poziția 1 se fac 3 măsurători. Fiind necesare 9 măsurători (conform celor stabilite mai sus) înseamnă că vor trebui alese încă 2 poziții conform fig. 3.43.

Deci mărcile tensometrice pentru măsurarea deformațiilor principale de-a lungul circumferinței pereților găurii, în urma detensionării câmpului activ de rocă, vor fi poziționate în partea mediană a tronsonului forat după cum urmează (fig. 3.43).

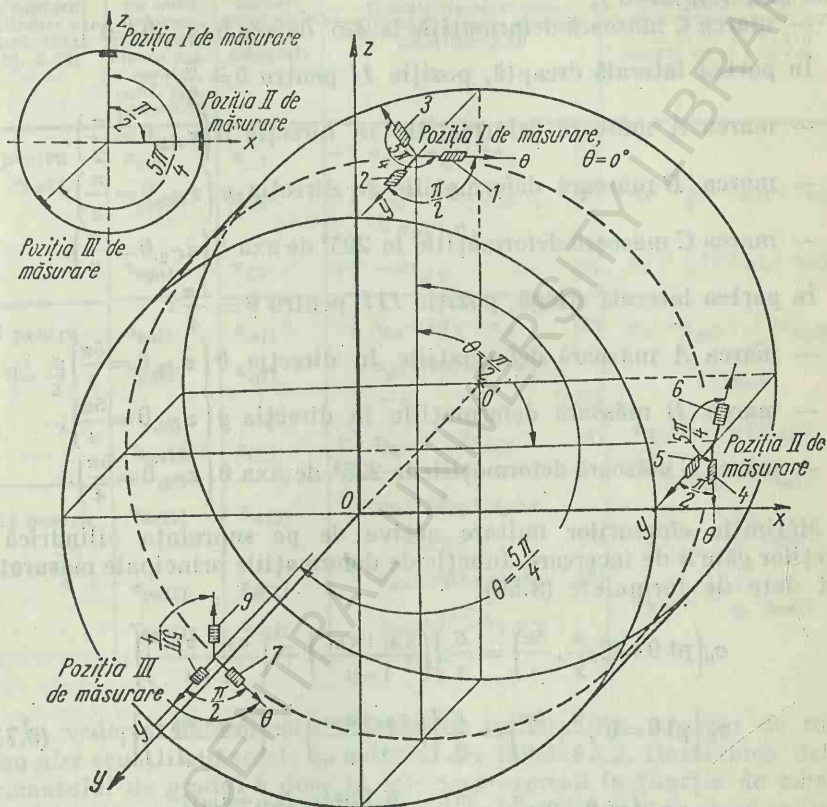


Fig. 3.43. Măsurarea deformațiilor specifice liniare după conturul cilindric al uneia găuri de încercare cu ajutorul mărcilor tensometrice din fig. 3.31:

1 — în direcția θ ($\theta=0^\circ$) pentru poziția A_I ; 2 — în direcția ($\theta=0^\circ$) pentru poziția B_I ; 3 — în direcția $5 \frac{\pi}{4}$ față de axa 0 ($\theta=0^\circ$) pentru poziția C_I ; 4 — în direcția 0 ($0=\frac{\pi}{2}$) pentru poziția A_{II} ; 5 — în direcția y ($0=\frac{\pi}{2}$) pentru poziția B_{II} ; 6 — în direcția $5 \frac{\pi}{4}$ față de axa 0 ($0=\frac{\pi}{2}$) pentru poziția C_{II} ; 7 — în direcția 0 ($0=5 \frac{\pi}{4}$) pentru poziția A_{III} ; 8 — în direcția y ($0=5 \frac{\pi}{4}$) pentru poziția B_{III} ; 9 — în direcția $5 \frac{\pi}{4}$ față de axa 0 ($0=5 \frac{\pi}{4}$) pentru poziția C_{III} .

În partea de sus a găurii orizontale, poziția *I*, pentru unghiul $\theta=0^\circ$:
 — marca *A* măsoară deformațiile în direcția θ , de la partea superioară
 către partea laterală dreaptă ($\varepsilon_{A1}, \theta=0^\circ$);

— marca *B* măsoară deformațiile în direcția y , la 90° de axa θ în
 sens orar ($\varepsilon_{B1}, \theta=0^\circ$);

— marca *C* măsoară deformațiile la 225° de axa θ ($\varepsilon_{C1}, \theta=0^\circ$).

În partea laterală dreaptă, poziția *II* pentru $\theta = \frac{\pi}{2}$:

— marca *A* măsoară deformațiile în direcția θ ($\varepsilon_{A2}, \theta = \frac{\pi}{2}$);

— marca *B* măsoară deformațiile în direcția y ($\varepsilon_{B2}, \theta = \frac{\pi}{2}$);

— marca *C* măsoară deformațiile la 225° de axa θ ($\varepsilon_{C2}, \theta = \frac{\pi}{2}$).

În partea laterală stângă, poziția *III*, pentru $\theta = \frac{5\pi}{4}$:

— marca *A* măsoară deformațiile în direcția θ ($\varepsilon_{A3}, \theta = \frac{5\pi}{4}$);

— marca *B* măsoară deformațiile în direcția y ($\varepsilon_{B3}, \theta = \frac{5\pi}{4}$);

— marca *C* măsoară deformațiile la 225° de axa θ ($\varepsilon_{C3}, \theta = \frac{5\pi}{4}$).

Mărimile eforturilor unitare active de pe suprafața cilindrică a
 pereților găurii de încercare, funcție de deformațiile principale măsurate,
 sînt date de formulele (3.59):

$$\begin{aligned}\sigma_\theta \left(\text{pt } \theta=0^\circ, \frac{\pi}{2}, \frac{5\pi}{4} \right) &= \frac{E}{2} \left[\left(\frac{\varepsilon_{At} + \varepsilon_{Bt}}{1-\mu} \right) + \left(\frac{\varepsilon_{At} - \varepsilon_{Bt}}{1+\mu} \right) \right]; \\ \sigma_y \left(\text{pt } \theta=0^\circ, \frac{\pi}{2}, \frac{5\pi}{4} \right) &= \frac{E}{2} \left[\left(\frac{\varepsilon_{At} + \varepsilon_{Bt}}{1-\mu} \right) - \left(\frac{\varepsilon_{At} - \varepsilon_{Bt}}{1+\mu} \right) \right]; \\ \tau_{r\theta} \left(\text{pt } \theta=0^\circ, \frac{\pi}{2}, \frac{5\pi}{4} \right) &= \frac{E}{2} \left[\frac{2 \cdot \varepsilon_{Ct} - (\varepsilon_{At} + \varepsilon_{Bt})}{1+\mu} \right].\end{aligned}\quad (3.73)$$

Însă deformațiile principale măsurate sînt cele corespunzătoare
 decompresiei cîmpului activ, așa cum s-a arătat la începutul
 acestui paragraf, adică cele obținute în urma eliminării (descărcării)
 eforturilor unitare ale rocii din vecinătatea pereților găurii de încercare.

Din cele 9 măsurători făcute, numai 6 vor fi necesare. Din tabelul
 3.2 se observă că trebuie alese acele ecuații ale eforturilor, calculate
 funcție de eforturile din masiv, care să cuprindă toate cele 6 componente
 ale tensorului spațial.

Tabelul 3.2. Determinarea eforturilor unitare din rocă pe baza relațiilor 3.49 și 3.73

Poziția de măsurare de pe conturul cilindric al găurii (vezi fig. 3.43)	Eforturile unitare active determinate pe baza deformațiilor principale măsurate, conf. relațiilor 3.73	Deformațiile principale liniare măsurate	Eforturile unitare active funcție de eforturile unitare din rocă pe baza relațiilor 3.49	Eforturile unitare din rocă calculate prin rezolvarea ecuațiilor 1, 2, 3, 4, 6, și 7 notate cu +) în col. 4
I pentru $\theta=0^\circ$	$\sigma_{\theta aI}$	$\varepsilon_{..I}$	+) $\sigma_{\theta a} = \sigma_X + 3\sigma_Z$ (1)	$\sigma_X = \frac{1}{8}(3\sigma_{\theta aII} + \sigma_{\theta aI})$ $\sigma_Z = \frac{1}{8}(3\sigma_{\theta aI} + \sigma_{\theta aII})$
	σ_{yaI}	ε_{BI}	+) $\sigma_{ya} = -2\mu(\sigma_X - \sigma_Z) + \sigma_Y$ (2)	
	$\tau_{\theta yaI}$	ε_{CI}	+) $-2\tau_{ZY}$ (3)	
II pentru $\theta = \frac{\pi}{2}$	$\sigma_{\theta aII}$	ε_{AII}	+) $\sigma_{\theta a} = 3\sigma_X - \sigma_Z$ (4)	$\sigma_Y = \sigma_{yaI} + \frac{\mu}{2}(\sigma_{\theta aII} - \sigma_{\theta aI})$ $\tau_{XZ} = -\frac{1}{8}(\sigma_{\theta aI} + \sigma_{\theta aII} - 2\sigma_{\theta aI})$ $\tau_{ZY} = -\frac{1}{2}\tau_{\theta yaI}$ $\tau_{YX} = -\frac{1}{2}\tau_{\theta yaII}$
	σ_{yaII}	ε_{BII}	$\sigma_{ya} = 2\mu(\sigma_X - \sigma_Z) + \sigma_Y$ (5)	
	$\tau_{\theta yaII}$	ε_{CII}	+) $\tau_{\theta ya} = -2\tau_{YX}$ (6)	
III pentru $\theta = \frac{5\pi}{4}$	$\sigma_{\theta aIII}$	ε_{AIII}	+) $\sigma_{\theta a} = (\sigma_X + \sigma_Z) + 4\tau_{XZ}$ (7)	
	σ_{yaIII}	ε_{BIII}	$\sigma_{ya} = 4\mu\tau_{XZ} + \sigma_Y$ (8)	
	$\tau_{\theta yaIII}$	ε_{CIII}	$\tau_{\theta ya} = \sqrt{2}(\tau_{YX} + \tau_{ZY})$ (9)	

În vederea determinării eforturilor unitare din masivul de rocă, s-au ales ecuațiile marcate cu asterisc din tabelul 3.2. Rezolvarea determinantului de gradul 6 duce la cele șase expresii în funcție de care se pot determina componentele eforturilor unitare din roca în stare inițială.

Pentru determinarea eforturilor cu această metodă este necesară încercarea numai într-o singură gaură.

Bazat pe același procedeu, de măsurare a deformațiilor liniare principale în cele trei poziții pe conturul cilindric al găurii, eforturile unitare din rocă se pot determina și cu alte formule, plecând de la relațiile cunoscute între deformațiile și eforturile unitare pentru starea plană. Astfel, între deformațiile măsurate după cele 3 direcții (θ , Y și 225°) în cele 3 poziții și eforturile unitare active $\tau_{\theta a}$, σ_{ya} și $\tau_{\theta a}$ s-au stabilit următoarele relații:

$$\begin{aligned}\varepsilon_{Ai} &= \frac{1}{E} [\sigma_{0ia} - \sigma_{yia}]; \\ \varepsilon_{Bi} &= \frac{1}{E} [\sigma_{yia} - \sigma_{0ia}];\end{aligned}\quad (3.74)$$

$$\varepsilon_{Ci} = \frac{1}{2E} [(1-\mu) \cdot (\sigma_{yia} + \sigma_{0ia}) + 2(1+\mu) \cdot (\tau_{0yia})].$$

Introducând în ecuațiile de mai sus mărimile σ_{0a} , σ_{ya} și τ_{0ya} funcție de eforturile unitare din rocă stabilite la (3.49) și introducând în formule și un factor $\frac{l}{a}$ (l = lungimea deformetrului) se obține [12]:

$$\begin{aligned}\varepsilon_{Ai} &= \frac{1}{E} \{ -\mu \sigma_Y + [1 - 2b(1-\mu^2) \cdot \cos 2\theta] \sigma_X + [1 + 2b(1-\mu^2) \cdot \\ &\quad \cdot \cos 2\theta] \sigma_Z - 4b(1-\mu^2) \cdot \sin 2\theta \tau_{XZ} \};\end{aligned}\quad (3.75)$$

$$\varepsilon_{Bi} = \frac{1}{E} [\sigma_Y - \mu(\sigma_X + \sigma_Z)];$$

$$\begin{aligned}\varepsilon_{Ci} &= \frac{1}{E} \left\{ \frac{1-\mu}{2} \sigma_Y + \left[\frac{1-\mu}{2} - (1-\mu^2)c \cdot \cos 2\theta \right] \cdot \sigma_X + \left[\frac{1-\mu}{2} + \right. \right. \\ &\quad \left. \left. + (1-\mu^2)c \cdot \cos 2\theta \right] \cdot \sigma_Z - 2(1-\mu^2)c \cdot \sin 2\theta \cdot \tau_{XZ} + 2(1+\mu) \cdot \right. \\ &\quad \left. \cdot d \cdot \cos \theta \tau_{ZY} - 2(1+\mu) \cdot d \cdot \sin \theta \tau_{YX} \right\},\end{aligned}$$

$$\text{unde: } b = \frac{a \sin \frac{l}{a}}{l}; \quad c = \frac{a \sqrt{2} \cdot \sin \frac{l}{a\sqrt{2}}}{l}; \quad d = \frac{2a \sqrt{2} \sin \frac{l}{2a\sqrt{2}}}{l}.$$

Din relațiile (3.75) pentru cele 9 măsurări obținute se pot alege 6 ecuații din care se determină necunoscutele eforturilor unitare din masivul de rocă. Direcțiile și mărimile eforturilor unitare principale se pot determina în felul arătat în ecuațiile (3.66).

Procedeu de măsurare. Determinarea eforturilor unitare din masivul de rocă, prin această metodă se bazează pe măsurarea deformațiilor după conturul cilindric al unei găuri atunci când roca din câmpul activ este supusă unei stări de decompresie, adică atunci când eforturile unitare de pe acest contur se suprimă (descărcarea rocii). În timpul stării de decompresie a rocii din jurul găurii de încercare, obținută prin tăierea cilindrică a rocii de restul masivului, conturul cilindric al găurii de încercare își mărește diametrul, supunând mărcile tensometrice la întindere.

Deci principiul de măsurare a deformațiilor pe conturul cilindric al găurii de încercare este asemănător cu principiul descris la metoda de măsurare a deformațiilor pe talpa găurii.

Încercarea propriu-zisă cuprinde următoarele operații (fig. 3.44):

— forarea găurii de acces 1, pînă la adîncimea stabilită 2, în vederea determinării eforturilor unitare din rocă (fig. 3.44, a);

— executarea unei găuri concentrice 3 (de măsurare a deformațiilor), cu diametru mai mic (gaura de măsurare), pornind din talpa găurii 1, pe o lungime suficientă, astfel ca măsurarea deformațiilor în zona mediană a acestei găuri să nu fie influențată de distribuția concentrată a eforturilor la capete (fig. 3.44, b);

— introducerea și fixarea dispozitivului de măsurare a deformațiilor pe conturul cilindric al găurii de măsurare (fig. 3.44, c) și înregistrarea deformațiilor pînă la redobîndirea stării de echilibru a cîmpului activ;

— continuarea carotării găurii de acces 5 după același diametru și pe o lungime puțin mai mare decît lungimea găurii de măsurare (fig. 3.44, d). În această fază, roca din jurul găurii de măsurare se descarcă de eforturile unitare cu care a fost solicitată de masiv;

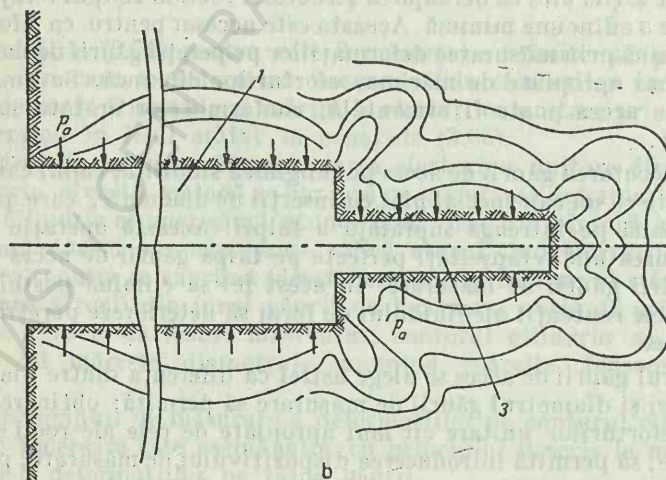
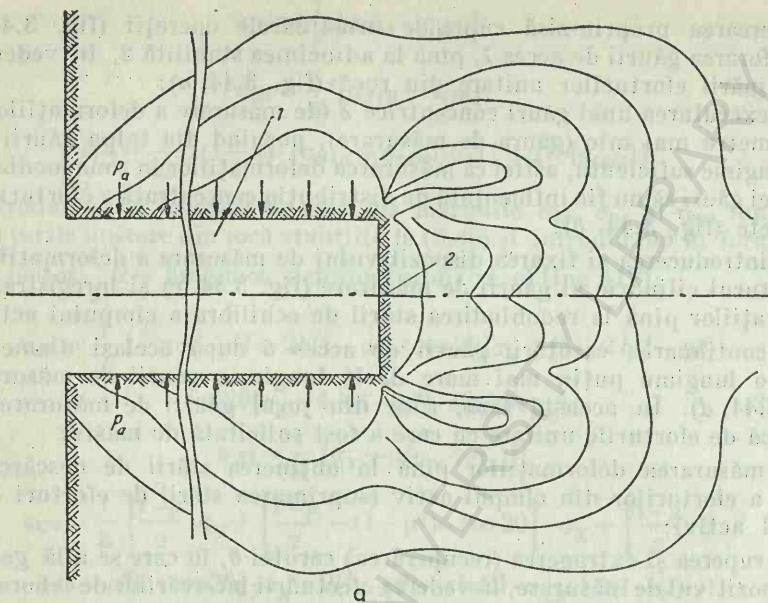
— măsurarea deformațiilor pînă la obținerea stării de descărcare totală a eforturilor din cîmpul activ (suprimarea stării de eforturi din cîmpul activ);

— ruperea și extragerea (recuperarea) carotei 6, în care se află gaura cu dispozitivul de măsurare, în vederea efectuării încercărilor de laborator (fig. 3.44, e).

Forarea găurii de acces se execută cu o carotieră prevăzută cu un cap de carotare adecvat tăriei rocii (pentru rocile tari, standardele americane recomandă carotiere NXCU). Elementul de tăiere al coroanei de carotare este astfel ales ca deranjarea structurii rocii în timpul forajului să fie făcută pe o adîncime minimă. Aceasta este necesar pentru ca eforturile ce se determină prin măsurarea deformațiilor pe pereții găurii de măsurare să fie cît mai apropiate de mărimea eforturilor din rocă. Se amintește că gaura de acces poate fi orizontală, conform celor arătate în paragraful 3.4.1.

După executarea găurii de acces pe lungimea stabilită, capul carotierii se înlocuiește cu un cap special plat cu inserții de diamante, care permite șlefuirea plană pe întreaga suprafață a tălpii. Această operație are ca scop asigurarea unei etanșeități perfecte pe talpa găurii de acces pe tot timpul forării găurii de măsurare. În acest fel se elimină posibilitatea ca eventualele rentenții ale fluidului de foraj să deterioreze pereții găurii de măsurare.

Diametrul găurii de acces se alege astfel ca diferența dintre diametrul acestei găuri și diametrul găurii de măsurare să permită: obținerea unor valori ale eforturilor unitare cît mai apropiate de cele ale rocii înainte de perforare; să permită introducerea dispozitivului de măsurare; peretele carotei în care s-a practicat gaura de măsurare să fie destul de rezistent.



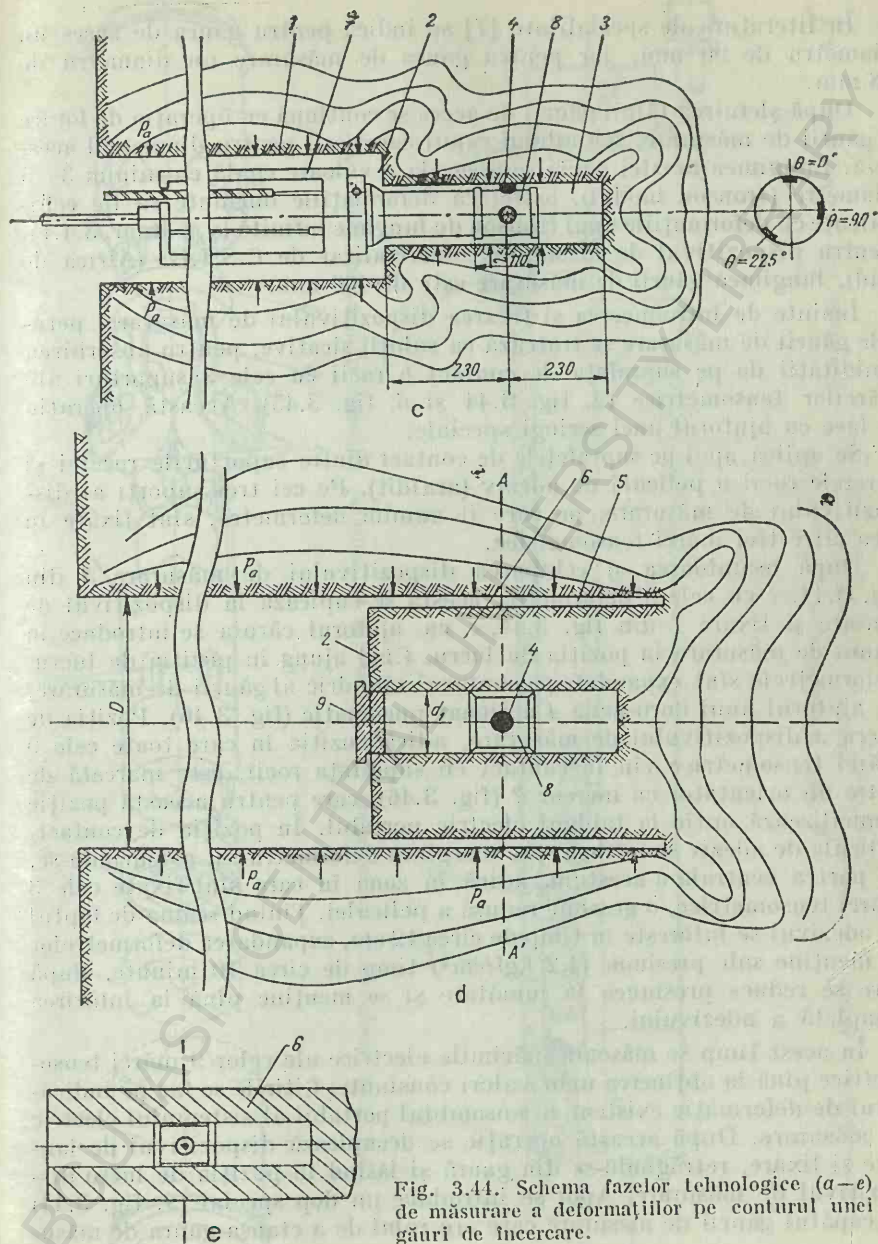


Fig. 3.44. Schema fazelor tehnologice (a-e) de măsurare a deformațiilor pe conturul unei găuri de încercare.

În literatura de specialitate [7] se indică pentru gaura de acces un diametru de 90 mm, iar pentru gaura de măsurare un diametru de 38 mm.

După șlefuirea tălpii găurii de acces se continuă cu operația de forare a găurii de măsurare, schimbând capul carotierii pentru diametrul acesteia. Lungimea acestei găuri se alege la o valoare egală cu minim 3—5 diametre (tronson modul), astfel ca deformările obținute să fie echivalente cu deformările unui tronson de lungime infinită (v. paragr. 3.4.1). Pentru dispozitivul de măsurare comercializat de C.S.I.R. (Africa de Sud), lungimea găurii de măsurare este de 460 mm.

Înainte de introducerea și fixarea dispozitivului de măsurare, perețele găurii de măsurare se tratează cu soluții sicative, pentru absorbirea umidității de pe suprafața de contact a rocii cu cele 3 suporturi ale mărcilor tensometrice (4, fig. 3.44 și 5, fig. 3.45). Această operație se face cu ajutorul unei seringi speciale.

Se aplică apoi pe suprafețele de contact dintre suporturile rozetei și perețele rocii o peliculă de adeziv (araldit). Pe cei trei suportați ai dispozitivului de măsurare, pe care îi numim deformetre, sînt fixate în stea cîte trei mărci tensometrice.

După asamblarea și echiparea dispozitivului de măsurare 3 din fig. 3.44, c cu cele 3 deformetre, acesta se cuplează la dispozitivul de lansare și fixare 7 din fig. 3.44, c cu ajutorul căruia se introduce în gaura de măsurare în poziția de lucru. Cînd ajung în poziția de lucru, deformetrele sînt expandate pe conturul cilindric al găurii de măsurare, cu ajutorul unui dorn-pană 4 acționat pneumatic (fig. 3.46). Poziția de lucru a dispozitivului de măsurare, adică poziția în care toate cele 9 mărci tensometrice vin în contact cu suprafața rocii, este marcată de către un orientator cu mercur 2 (fig. 3.46), care pentru această poziție semnalizează optic la tabloul electric portabil. În poziția de contact, pelicula de adeziv se retrage spre marginea deformetrului, asigurîndu-se, în partea centrală a acestuia, adică în zona în care sînt fixate cele 3 mărci tensometrice, o grosime redusă a peliculei. Ținînd seama de faptul că adezivul se întărește în timp de circa 12 ore, expandarea deformetrelor se menține sub presiune ($4,2 \text{ kgf/cm}^2$) timp de circa 10 minute, după care se reduce presiunea la jumătate și se menține pînă la întărirea completă a adezivului.

În acest timp se măsoară mărimile electrice ale celor 9 mărci tensometrice pînă la obținerea unor valori constante. Citirile se fac pe indicatorul de deformare existent în ansamblul portabil al sistemului electric de măsurare. După această operație se decuplează dispozitivul de lansare și fixare, retrăgîndu-se din gaură și lăsînd în poziția de lucru dispozitivul de măsurare. Apoi se introduce un dop special (9, fig. 3.44) la capătul găurii de măsurare care are rolul de a etanșa gaura de măs-

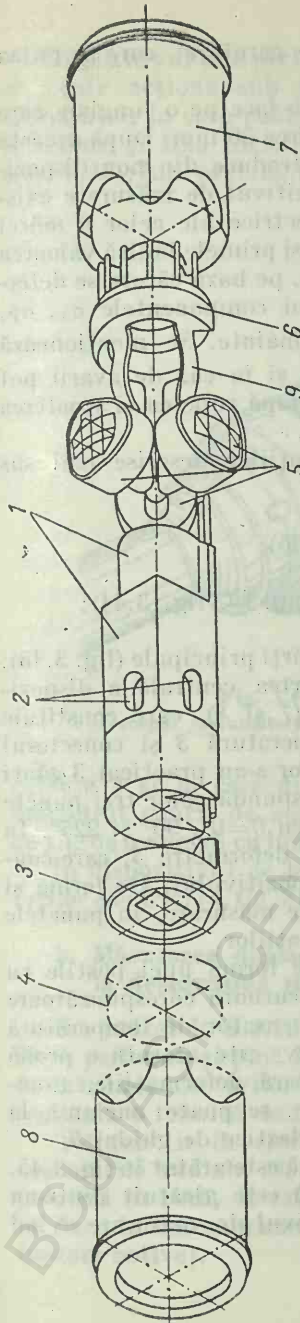


Fig. 3.45. Dispozitivul de măsurare a deformațiilor pe conturul cilindric al găurii de măsurare.

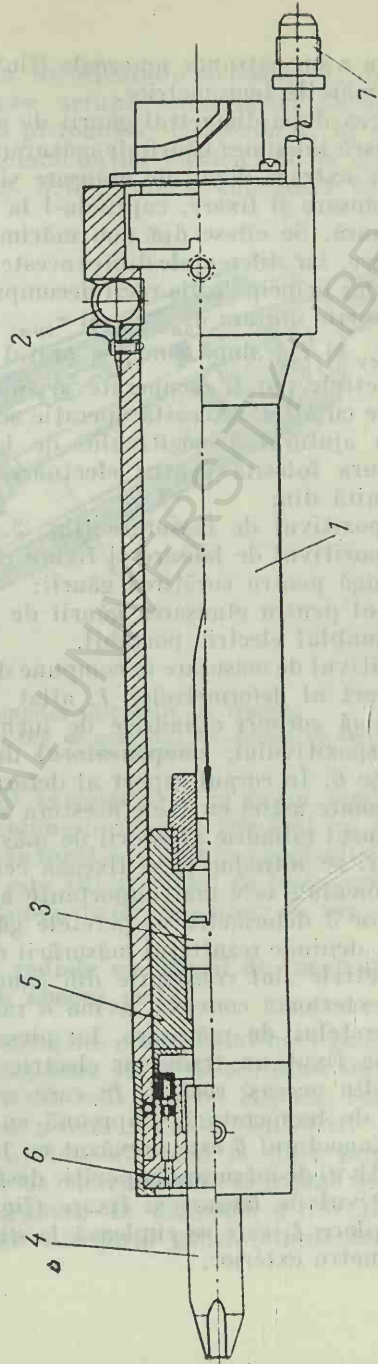


Fig. 3.46. Dispozitivul de lansare-fixare:

1 — corp de cuplare la dispozitivul de măsurare; 2 — orientator cu mercur; 3 — piston; 4 — dorn pană; 5 — cilindru; 6 — locașul piciorușelor; 7 — conductă de aer comprimat.

rare pentru a nu pătrunde umezeala (fluidul de carotare), care ar putea deteriora mărcile tensometrice.

Carotarea după diametrul găurii de acces se face pe o lungime care să depășească lungimea găurii de măsurare cu circa 50 mm. După această operație se extrage dopul de etanșare și se introduce din nou dispozitivul de lansare și fixare, cuplindu-l la dispozitivul de măsurare existent în gaură. Se citesc din nou mărimile electrice ale celor 9 mărci tensometrice, iar diferențele dintre aceste citiri și primele indică valoarea deformațiilor principale ale rocii decomprimate, pe baza cărora se determină eforturile unitare σ_{0a} , σ_{ya} și τ_{0ya} , și apoi componentele σ_x , σ_y , σ_z , τ_{yz} , τ_{xy} și τ_{zx} , după cum s-a arătat mai înainte. Se menționează că deformetrele pot fi recuperate la suprafață și în caz de avarii pot fi înlocuite cu altele. Această operație se face după ruperea și scoaterea carotei cu ajutorul dispozitivului de lansare.

Aparatura folosită pentru efectuarea operațiilor descrise mai sus este alcătuită din:

- dispozitivul de măsurare (fig. 3.45);
- dispozitivul de lansare și fixare (fig. 3.46);
- seringă pentru curățirea găurii;
- dopul pentru etanșarea găurii de măsurare (9, fig. 3.44);
- ansamblul electric portabil.

Dispozitivul de măsurare se compune din 5 părți principale (fig. 3.45): corpul-suport al deformetrelor 1, aflat în partea centrală a dispozitivului, două corpuri cilindrice de închidere (7 și 8), care constituie carcasa dispozitivului, compensatorul de temperatură 3 și conectorul cu piciorușe 6. În corpul suport al deformetrelor s-au practicat 3 găuri (2), poziționate astfel ca axele acestora să corespundă celor trei puncte de pe conturul cilindric al găurii de măsurare cu $\theta=0^\circ$, 90° și 225° . În aceste găuri se introduce și se fixează cele trei deformetre 5, care constituie elementele cele mai importante ale dispozitivului. De forma și fixarea celor 3 deformetre pe peretele găurii de măsurare, în punctele de măsură, depinde rezultatul măsurării deformațiilor.

Deformetrele sînt construite din cauciuc de forma unei pastile cu suprafața exterioară convexă, avînd o rază de curbură corespunzătoare celei a peretelui de măsurare. La piesa compensator de temperatură pe care este fixat un traductor electric rezistiv, este atașată o probă cilindrică din aceeași rocă 4, în care se măsoară deformațiile. Compensatorul de temperatură, împreună cu proba, se poate anclanșa la corpul 1. Conectorul 6 este prevăzut cu brațe elastice de ghidaj 9.

Dispozitivul de măsurare în poziție desfășurată este arătat în fig. 3.45.

Dispozitivul de lansare și fixare (fig. 3.46) este alcătuit dintr-un corp de cuplare 1, care se cuplează la dispozitivul de măsurare avînd același diametru exterior.

Dispozitivul este prevăzut cu: un orientator cu mercur 2; un piston 3, ce poate acționa sub presiunea aerului comprimat; dornul-pană 4; cilindrul 5, în care poate culisa pistonul 3; locașurile 6, în care se pot introduce și fixa piciorușele conductorilor electrici de la conectorul 6 (fig. 3.45); un prelungitor (fig. 3.47), care se montează la corpul de

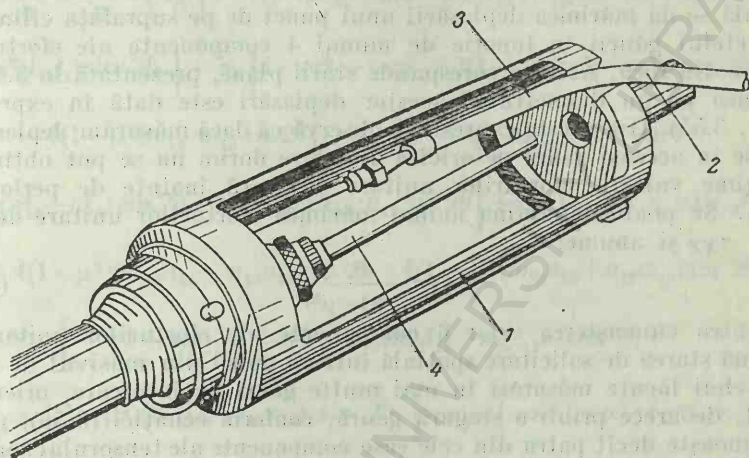


Fig. 3.47. Prelungitor dispozitiv de lansare:

1 — corpul prelungitorului; 2 — tijă de manevră; 3 — furtun de aer comprimat; 4 — cablu electric.

cuplare 1 și la care diametrul exterior este cu puțin mai mic decât diametrul găurii de acces. Prelungitorul este prevăzut cu o garnitură de tije de manevră cu lungimea în funcție de adâncimea găurii de măsurare.

În dispozitivul de lansare este situat cablul de transport al traductorilor electrici (4; fig. 3.47) și conducta de alimentare cu aer comprimat.

b. Măsurarea deplasărilor radiale ale găurii de încercare la descărcarea rocii din câmpul activ

S-a arătat la 3.4.1.2. că variațiile diametrului unei găurii cilindrice după perforare și pînă la redobîndirea stării de echilibru sînt în funcție de mărimea eforturilor unitare din rocă în stare inițială, însă nu a fost realizată o tehnică de măsurare a unor astfel de deplasări.

Tot funcție de eforturile unitare ale rocii în stare inițială sînt și deplasările radiale ale găurii de încercare care se produc atunci cînd se practică în rocă, la exteriorul găurii de încercare, o tăietură cilindrică ce duce la decompresia rocii din jurul găurii (eliminarea eforturilor unitare active).

Principiul metodei de față constă în măsurarea deplasărilor radiale ale găurii de încercare pînă la descărcarea completă a eforturilor unitare din cîmpul activ pe baza cărora se determină componentele eforturilor unitare ale rocii înainte de perforarea găurii.

Formule de calcul. Relațiile dintre eforturile unitare din rocă și deplasările (creșterile) radiale ale găurii de încercare la decompresare au fost stabilite de Hiramatsu și Oka, conform formulei (3.51). În această formulă se dă mărimea deplasării unui punct de pe suprafața cilindrică a peretelui găurii în funcție de numai 4 componente ale eforturilor unitare din rocă. Aceasta corespunde stării plane, prezentată în 3.4.1.1. Mărimea pe un diametru al acestor deplasări este dată în expresiile (3.54', 3.55). Din aceste expresii se observă că dacă măsurăm deplasările radiale în aceeași gaură pe oricîte diametre dorim nu se pot obține în întregime valorile eforturilor unitare din rocă înainte de perforarea găurii. Se poate determina numai mărimea eforturilor unitare de forfecare τ_{XZ} și anume:

$$\tau_{XZ} = \frac{E \cdot \gamma}{4(1 - \mu^2)} \quad (3.76)$$

Pentru cunoașterea celor 6 componente ale eforturilor unitare ce exprimă starea de solicitare spațială într-un punct din masivul de rocă, vor trebui făcute măsurări în mai multe găuri de încercare, orientate diferit, deoarece printr-o singură gaură, conform ecuației (3.55), nu se pot cunoaște decît patru din cele șase componente ale tensorului spațial.

Sînt necesare cel puțin trei găuri de încercare, iar în fiecare gaură se fac cîte trei măsurări după trei diametre orientate la unghiurile 0_1 , 0_2 și 0_3 , măsurate în sensul orar. Adoptînd un sistem auxiliar de referință pentru fiecare gaură (x, x_2, x_3, y, y_2, y_3 și z, z_2, z_3) trebuie să raportăm eforturile unitare din ecuația (3.54') față de un sistem general de referință X, Y, Z . Fiind date cosinusurile directe ale axelor fiecărui sistem de referință auxiliar față de sistemul general X, Y, Z și făcînd proiecția componentelor fiecărui efort unitar din sistemul auxiliar în raport cu axele sistemului general se obțin ecuațiile din fig. 3.34 și 3.35.

Astfel, pentru gaura de încercare I se obțin expresiile eforturilor unitare din sistemul auxiliar față de eforturile unitare din starea inițială de echilibru, pe care trebuie să le cunoaștem [4]:

$$\begin{aligned} \sigma_x &= l_{11}^2 \sigma_x + m_{11}^2 \sigma_y + n_{11}^2 \sigma_z + 2m_{11}n_{11} \tau_{ZY} + 2n_{11}l_{11} \tau_{XZ} + 2l_{11}m_{11} \tau_{XY}; \\ \sigma_y &= l_{12}^2 \sigma_x + m_{12}^2 \sigma_y + n_{12}^2 \sigma_z + 2m_{12}n_{12} \tau_{ZY} + 2n_{12}l_{12} \tau_{XZ} + 2l_{12}m_{12} \tau_{YX}; \\ \sigma_z &= l_{13}^2 \sigma_x + m_{13}^2 \sigma_y + n_{13}^2 \sigma_z + 2m_{13}n_{13} \tau_{ZY} + 2n_{13}l_{13} \tau_{XZ} + 2l_{13}m_{13} \tau_{YX}; \\ \tau_{xz} &= l_{13}l_{11} \sigma_x + m_{13}m_{11} \sigma_y + n_{13}n_{11} \sigma_z + (m_{13}n_{11} + n_{13}m_{11}) \cdot \tau_{ZY} + (l_{13}n_{11} + \\ &\quad + n_{13}l_{11}) \cdot \tau_{XZ} + (l_{13}m_{11} + m_{13}l_{11}) \cdot \tau_{YX}. \end{aligned} \quad (3.77)$$

Înlocuind mărimile efortului unitar din expresia (3.54') în expresia (3.77) se obține expresia deplasărilor radiale pe un diametru al găurii de încercare nr. I , în funcție de cele 6 componente ale eforturilor unitare din rocă:

$$\begin{aligned} \frac{\Delta D_i}{D} = \frac{1}{E} \cdot \left\{ \sigma_X \left[1 - l_{11}^2 - \mu l_{11}^2 + 2(1 - \mu^2)(l_{12}^2 - l_{13}^2) \cos 2\theta + 4(1 - \right. \right. \\ \left. \left. - \mu^2) l_{12} l_{13} \sin 2\theta \right] + \sigma_Y \left[1 - m_{11}^2 - \mu m_{11}^2 + 2(1 - \mu^2)(m_{12}^2 - m_{13}^2) \cos 2\theta + \right. \right. \\ \left. \left. + 4(1 - \mu^2) m_{12} \cdot m_{13} \sin 2\theta \right] + \sigma_Z \cdot \left[1 - n_{11}^2 - \mu n_{11}^2 + 2(1 - \mu^2) \times \right. \right. \\ \left. \left. \times (n_{12}^2 - n_{13}^2) \cos 2\theta + 4(1 - \mu^2) n_{12} \cdot n_{13} \sin 2\theta \right] + \tau_{ZY} \left[-2(1 + \mu) m_{11} n_{11} + \right. \right. \\ \left. \left. + 4(1 - \mu^2)(m_{12} n_{12} - m_{13} n_{13}) \cos 2\theta + 4(1 - \mu^2)(m_{12} n_{13} + n_{12} m_{13}) \sin 2\theta \right] + \right. \\ \left. + \tau_{XZ} \left[-2(1 + \mu) n_{11} l_{11} + 4(1 - \mu^2)(n_{12} l_{12} - n_{13} l_{13}) \cos 2\theta + \right. \right. \\ \left. \left. + 4(1 - \mu^2)(n_{12} l_{13} + l_{12} n_{13}) \sin 2\theta \right] + \tau_{YX} \left[-2(1 + \mu) \cdot l_{11} m_{11} + \right. \right. \\ \left. \left. + 4(1 - \mu^2)(l_{12} m_{12} - l_{13} m_{13}) \cdot \cos 2\theta + 4(1 - \mu^2)(l_{12} m_{13} + m_{12} l_{13}) \sin 2\theta \right] \right\}. \end{aligned} \quad (3.78)$$

În relația de mai sus se înlocuiesc valorile deplasărilor obținute pe un diametru la unghiurile stabilite $\frac{\Delta D_i^0}{D}$. Pentru o gaură se obțin trei expresii, corespunzătoare unghiurilor θ_1, θ_2 și $\theta_3 \left(\frac{\Delta D_1^1}{D}, \frac{\Delta D_2^1}{D}, \frac{\Delta D_3^1}{D} \right)$, iar pentru cele trei găuri se obțin 9 expresii echivalente:

$$\frac{\Delta D_i^1}{D}, \frac{\Delta D_i^2}{D}, \frac{\Delta D_i^3}{D}$$

(unde $i=1,2,3$).

Din cele nouă expresii se pot determina, cu ajutorul calculului matriceal, necunoscutele $\sigma_X, \sigma_Y, \sigma_Z, \tau_{ZY}, \tau_{XZ}$ și τ_{YX} , care reprezintă tensorul eforturilor unitare din masivul de rocă.

Pentru simplificarea calculelor se poate recurge la forarea a 3 găuri într-un singur plan (v. fig. 3.36).

Față de distribuția eforturilor unitare din câmpul activ de-a lungul axelor longitudinale ale găurilor de încercare, așa cum s-a arătat în 3.4.1 este recomandabil ca măsurările deplasărilor radiale să se facă în secțiunea mediană.

Leeman ajunge la concluzia că mărimea coeficientului Poisson nu influențează în mare măsură rezultatele obținute prin acest procedeu de măsurare. De asemenea, dacă măsurarea deplasărilor radiale se face după un diametru cu unghiul θ sub 30° (în sensul orar) față de direcția lui σ_1 , atunci influența efortului unitar principal σ_3 este redusă.

Pentru cazul în care $\frac{\sigma_1}{\sigma_3} < \frac{\sigma_1}{\sigma_2}$ și când $\mu < 0,2$, Leeman indică următoarele formule pentru determinarea eforturilor unitare principale [6]:

$$\sigma_1 = \frac{E}{1,9} \cdot \frac{\Delta D(30^\circ)}{D};$$

$$\frac{\sigma_2}{\sigma_1} = 0,95 \frac{\Delta D(120^\circ)}{\Delta D(30^\circ)}.$$
(3.79)

Dacă se consideră că mărimile eforturilor unitare din expresiile deplasărilor într-un punct conform relațiilor (3.54') pot reprezenta componentele eforturilor unitare ale tensorului din rocă în stare inițială, atunci va fi suficient să se obțină componentele tensorului spațial din măsurările deplasărilor radiale și axiale într-o singură gaură. Această considerație poate fi făcută acolo unde structura și textura rocii nu este prea deranjată. În această situație, în afara celor 4 componente σ_X , σ_Y , σ_Z și τ_{XZ} , mai trebuie determinate și componentele eforturilor unitare de forfecare τ_{YZ} și τ_{YZ} . Introducând în relațiile (54'') valorile coeficienților α , β și γ se obțin trei ecuații care cuprind cele 4 necunoscute: σ_X , σ_Y , σ_Z și τ_{XZ} .

Pentru determinarea în primul rînd a acestor 4 componente mai este necesară o ecuație. Această ecuație se stabilește dacă se măsoară și deplasările axiale în două secțiuni transversale din gaura de încercare în urma decompresării rocii. Astfel, considerînd de-a lungul axei longitudinale două puncte situate pe conturul cilindric al găurii de încercare, în secțiunile transversale A și B la unghiul θ (punctele n_{aA} și n_{aB}), și la o distanță egală față de secțiunea OO (fig. 3.48), acestea se deplasează axial în urma decompresării rocii din jurul găurii în punctele n'_{aA} și n'_{aB} . În mod asemănător se va întîmpla și cu punctele n_{1aA} și n_{1aB} , situate diametral opus (la unghiul $\theta + \pi$).

Decomprimarea rocii în jurul găurii prin carotarea unei tăieturi cilindrice se consideră efectuată pînă în dreptul secțiunii CC (fig. 3.49). În acest fel, roca din secțiunile AA și BB , după tăierea cilindrică, se consideră complet decompresată, iar roca din secțiunea DD este neinfluențată de dezechilibrarea eforturilor unitare datorate tăierii cilindrice (fig. 3.49).

Reiese că:

(pentru punctul n_{aA} situat la unghiul θ) și

(pentru punctul $n_1 a_A$ situat la unghiul $0 + \pi$)

265

distanțelor axiale (după decompresare) ale punctelor n'_{aB} și n'_{1aB} față de punctele cu aceleași poziții din secțiunea neutră DD (v. formula din fig. 3.50).

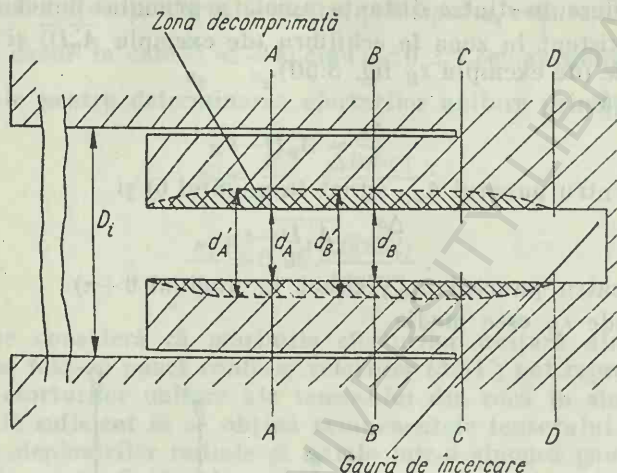


Fig. 3.49. Decompresarea rocii din jurul găurii de încercare prin carotarea unei tăieturi cilindrice după diametrul D_t .

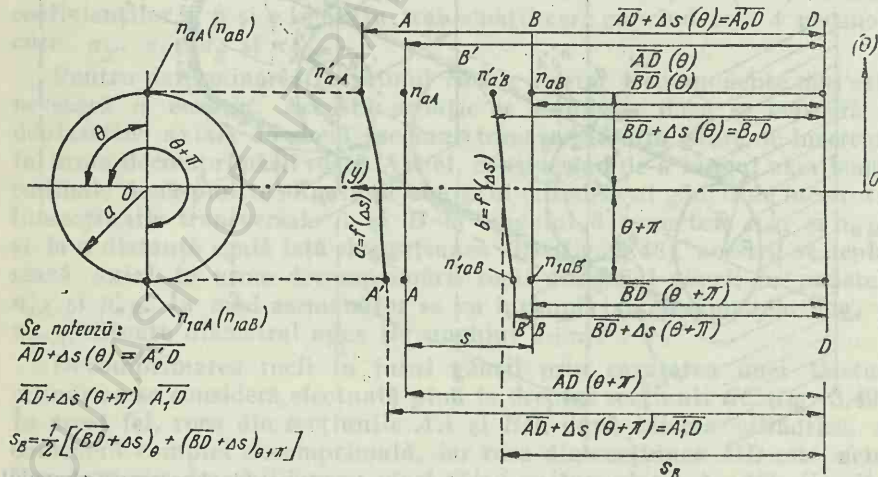


Fig. 3.50. Reprezentarea grafică a deplasărilor axiale într-o gaură de încercare.

Înlocuind valorile lui Δs din relațiile (3.80) și (3.81) în ecuația deplasării axiale w_a de pe peretele găurii din relația (3.53) și făcînd în această relație $Y=s$, $\theta=0_1$ și $\theta=0+\pi=-0_1$ rezultă:

$$\text{Pentru pct. } n_{aA}: \frac{\Delta s}{s} = \overline{A'_0 D} - s_B = \frac{a}{E} \left[\frac{1}{a} (\sigma_Y - \mu \sigma_X - \mu \sigma_Z) + \right. \\ \left. + \frac{4(1+\mu)}{s} \tau_{ZY} \cdot \sin 0_1 + \frac{4(1+\mu)}{s} \cdot \tau_{YX} \cos 0_1 \right]. \quad (3.82)$$

$$\text{Pentru pct. } n_{1aA}: \frac{\Delta s}{s} = \frac{a}{E} \left[\frac{1}{a} (\sigma_Y - \mu \sigma_X - \mu \sigma_Z) - \frac{4(1+\mu)}{s} \tau_{ZY} \sin 0_1 - \right. \\ \left. - \frac{4(1-\mu)}{s} \tau_{YX} \cdot \cos 0_1 \right].$$

Din fig. 3.48 reiese că deplasările radiale $u_{a,b}$ și tangențiale $v_{a,b}$ de pe conturul cilindric în secțiunile AA și BB sînt egale și depind de unghiul θ , pe cînd deplasările axiale $w_{a,b}$ sînt egale dar de sens contrar și nu depind de unghiul θ .

Dacă în relațiile de mai sus se notează:

$$\frac{\Delta s}{s} = h \text{ (pentru pct. } n_{aA}); \quad \frac{\Delta s}{s} = i \text{ (pentru pct. } n_{1aA}), \quad (3.84)$$

atunci

$$\frac{h+i}{2} = \frac{1}{E} \left[\sigma_Y - \mu \sigma_X - \mu \sigma_Z \right]. \quad (3.85)$$

Din relațiile (3.54') și relația (3.85) rezultă cele 4 componente ale eforturilor unitare:

$$\sigma_Y = \frac{E}{(1-\mu^2)} \left(\frac{h+i}{2} + \mu \alpha \right); \\ \sigma_X = \frac{E}{(1-\mu^2)} \cdot \left[2\alpha + \beta + \mu(h+i) \right]; \\ \sigma_Z = \frac{E}{4(1-\mu^2)} \left[2\alpha - \beta + \mu(h+i) \right]; \\ \tau_{XZ} = \frac{E}{4(1-\mu^2)} \cdot \gamma. \quad (3.86)$$

Valorile celorlalte două componente ale eforturilor unitare τ_{ZY} și τ_{YX} se pot determina dacă în secțiunea AA se mai măsoară și deplasarea

axială a unui al treilea punct n_{2aA} , situat de exemplu la unghiul 0_3 (fig. 3.51).

În felul acesta, pe lângă cele două ecuații de la (3.84), rezultă o a treia ecuație pentru punctul n_{2aA} , pe care o notăm cu j :

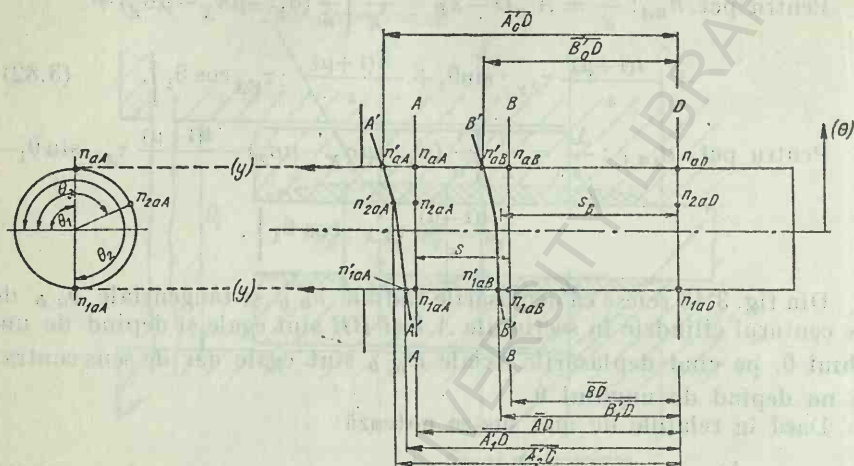


Fig. 3.51. Măsurarea deplasărilor axiale pe conturul cilindric în secțiunile AA , BB și DD .

$$\frac{\Delta s}{s} = \frac{\overline{A'D} - s_B}{s} = j = \frac{a}{E} \left[\frac{1}{a} (\sigma_Y - \mu \sigma_X - \mu \sigma_Z) + \right. \\ \left. + \frac{4(1+\mu)}{s} \cdot \tau_{ZY} \sin \theta_3 + \frac{4(1+\mu)}{s} \cdot \tau_{YX} \cos \theta_3 \right]. \quad (3.87)$$

Din ecuațiile h , i și j (3.84 și 3.87), care conțin necunoscutele τ_{ZY} și τ_{YX} se pot obține, prin simplificări, următoarele ecuații, notînd cu p expresia: $\frac{a}{E} \cdot \frac{4(1+\mu)}{s}$:

$$h - i = 2p \sin \theta_1 \tau_{ZY} + 2p \cos \theta_1 \cdot \tau_{YX} \quad (3.88)$$

$$h - j = p(\sin \theta_1 - \sin \theta_3) \cdot \tau_{ZY} + p(\cos \theta_1 - \cos \theta_3) \cdot \tau_{YX}.$$

Rezolvînd sistemul prin metoda determinantilor se obțin pentru cele două necunoscute următoarele soluții (h , i , j se obțin din măsurători):

$$\tau_{ZY} = \frac{\begin{vmatrix} h-i & 2p \cos \theta_1 \\ h-j & p(\cos \theta_1 - \cos \theta_3) \end{vmatrix}}{\Delta} \quad (3.89)$$

$$\tau_{YX} = \frac{\begin{vmatrix} 2p \sin \theta_1 & h-i \\ p(\sin \theta_1 - \sin \theta_3) & h-j \end{vmatrix}}{\Delta}$$

la care

$$\Delta = \begin{vmatrix} 2p \sin \theta_1 & 2p \cos \theta_1 \\ p(\sin \theta_1 - \sin \theta_3) & p(\cos \theta_1 - \cos \theta_3) \end{vmatrix} \quad (3.90)$$

Din relațiile (3.86) și (3.89) se obțin cele șase componente ale eforturilor unitare din rocă în starea inițială.

Din aceste măsurări se observă că rezultatele determinării componentelor eforturilor unitare ale rocii depind de coeficienții elastici E și μ (modulul de deformare și coeficientul Poisson al rocii). Dacă roca are o structură omogenă, rezultatele vor fi apreciabile. Însă în cazul unor structuri neomogene deficiența de mai sus poate fi evitată dacă se procedează la măsurări de etalonare în laborator a aparatelor de măsurare a deformărilor pe carotele de probă recoltate. În acest fel, coeficienții elastici pot fi înlocuiți cu coeficienții de rigiditate ai aparatului.

Procedul de măsurare. Ca și în cazurile arătate anterior privind determinarea eforturilor unitare din rocă prin metoda măsurării deformărilor pe conturul cilindric al găurii de încercare la descărcarea cîmpului activ, se procedează în mod asemănător și în cazul acestei metode.

Astfel, după efectuarea găurii de acces 1, se carotează gaura de măsurare 2 al cărei diametru va fi ales în funcție de diametrul dispozitivului de măsurare folosit (fig. 3.52).

În cazul executării a 3 găuri pentru măsurarea deplasărilor radiale, după 3 diametre necesare determinării eforturilor unitare ale rocii, în fiecare gaură se va folosi un dispozitiv de măsurare a deplasărilor radiale, dotat cu cîte 6 tije de măsurare după 3 diametre (3, 4 și 5, fig. 3.52). Aceste tije sînt dispuse după unghiurile θ_1 , θ_2 , și θ_3 . Dispozitivul de măsurare 6 a deplasărilor radiale va fi plasat în gaura de măsurare, astfel ca tijele să fie poziționate în secțiunea AA, situată în zona mediană a găurii. După fixarea dispozitivului 6 în gaura de măsurare 2, se reperează valorile electrice sau mecanice înregistrate, funcție de sistemul de măsurare folosit pînă la menținerea unor valori constante. Se carotează apoi în continuare de la talpa găurii de acces, pentru efectuarea tăieturii 7, în vederea decompimării rocii din cîmpul activ 8. Se fac citirile pozițiilor tijelor de măsurare după decompimare, pînă la obținerea unor valori constante, iar diferențele dintre aceste citiri și primele reprezintă cele 3 deplasări radiale ale poziției găurii de încercare ΔD_1 , ΔD_2 și ΔD_3 . În felul acesta se execută operațiile pentru toate cele trei găuri de măsurare. Calculul eforturilor unitare ale rocii în stare inițială se efectuează după cum s-a descris.

Elementul cel mai important al dispozitivului de măsurare este elementul de măsurare propriu-zis. Acesta poate funcționa după princi-

piul măsurării electrice folosind ori traductori rezistivi ori traductori inductivi.

Pentru determinarea eforturilor unitare din rocă cu ajutorul unei singure găuri, adică pentru măsurarea deplasărilor radiale și axiale,

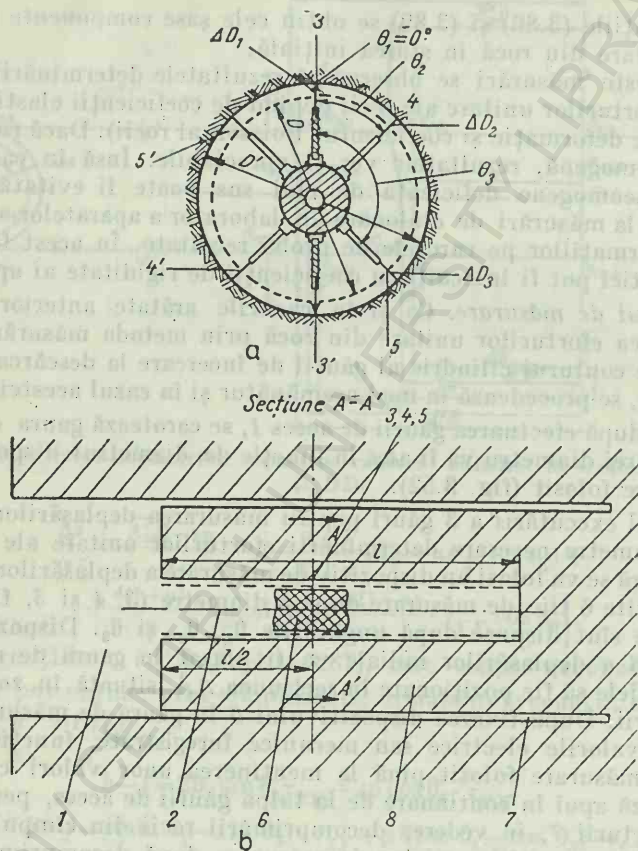


Fig. 3.52. Măsurarea deplasărilor radiale într-o gaură de încercare (de măsurare):

D — diametrul înainte de decompresare; D' — diametrul după decompresare; ΔD_i — deplasarea radială.

Oka și Bain au propus un dispozitiv al cărui schemă este arătată în fig. 3.53.

Cu acest dispozitiv se măsoară deplasările axiale în trei puncte în secțiunea *AA* și în două puncte în secțiunea *BB*, precum și deplasările radiale în secțiunea *AA* (în trei puncte), *BB* (în două puncte) și *DD* (în trei puncte), așa după cum s-a arătat mai sus (vezi și fig. 3.53 și 3.51). Se precizează că elementele de susținere ale celor trei tije din secțiunea *DD* precum și elementul de poziție din secțiunea *CC* sînt

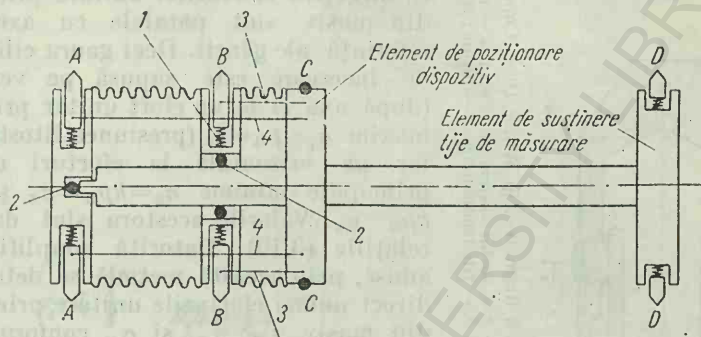


Fig. 3.53. Schema dispozitivului de măsurare a deplasărilor axial-radiale într-o gaură circulară propus de Oka și Bain:

AA — secțiune de măsurare a deplasărilor axiale și radiale în trei puncte; *BB* — idem în două puncte; *DD* — secțiune de măsurare a deplasărilor radiale în trei puncte; 1 — resort; 2 — articulații sferice; 3, 4 — traductori rezistivi,

fixate rigid la axul dispozitivului de măsurare. În schimb elementele de susținere ale tijelor din secțiunile *AA* și *BB* sînt fixate pe ax prin resorturile 1 cu articulațiile sferice 2 (fig. 3.53). În acest fel, tijele de măsurare a deplasărilor axiale în secțiunile complet decomprimare *AA* și *BB* se pot roti atât axial cit și tangențial. Elementul de poziție *CC* poate să alunece liber în interiorul găurii de măsurare, prin fixarea acestuia în dreptul secțiunii *CC*.

În figura 3.53 se arată sistemul de măsurare a deformațiilor axiale, bazat pe principiul traductorilor rezistivi între secțiunile *BB* și *CC* (3) și secțiunile *AA* și *CC* (4).

În fig. 3.54 se dă un exemplu de dispozitiv pentru măsurarea deplasării radiale după 3 diametre realizat de White Pine Copper Co (S.U.A.).

e. Măsurarea deplasărilor radiale la decomprimarea rocii, echivalente unei stări de solicitare pasivă

În această metodă se consideră că eforturile unitare din câmpul activ și funcția acestora față de eforturile unitare din masivul de rocă în stare inițială se manifestă conform ipotezelor simplificate ale lui P. Kuhn pentru un mediu elastic, stabilite la paragraful 3.4.1.

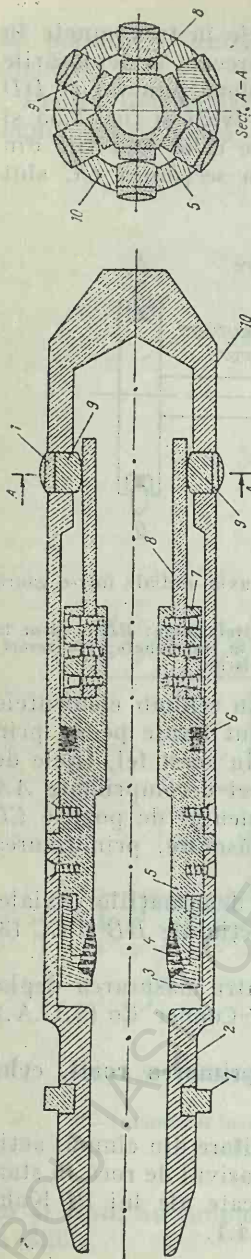


Fig. 3.54. Dispozitivul de măsurare a deplasărilor radiale după 3 diametre tip White Pine Copper Co. (SUA): 1, 2 — colier și locaș pentru fixarea dispozitivului [de lansare-fixare; 3 — soclu element de cablu; 4 — manșon de cauciuc; 5 — corpul deformetrului; 6 — garnitură circulară; 7 — bloc de stringere; 8 — tijă traductoare; 9 — piston; 10 — carcasa aparatului.

Formule de calcul. Executând o gaură de încercare orizontală, pe care o raportăm la un sistem auxiliar de referință z, x, y , paralel la sistemul general de referință al masivului de rocă Z, X, Y , rezultă, conform prezumției lui Kuhn, că direcțiile eforturilor unitare principale din masiv sînt paralele cu axele de referință ale găurii. Deci gaura cilindrică de încercare este supusă pe verticală (după axa z) la un efort unitar principal maxim $\sigma_1 = p_a = \sigma_z$ (presiunea litostatică), iar pe orizontală la eforturi unitare principale minime $\sigma_2 = kp_a = \sigma_x$ și $\sigma_3 = kp_a = \sigma_y$. Valorile acestora sînt date în relațiile (3.10). Datorită simplificărilor aduse, prin această metodă se determină direct numai eforturile unitare principale din masiv σ_X, σ_Z , și σ_Y conform relațiilor (3.49', 3.46 și 3.47).

Mărimea efortului unitar p_a este dată în formula 3.56, funcție de deplasarea peretelui găurii D_a stabilită pentru diametrul vertical la starea de solicitare activă.

Conform principiului acestei metode, dacă se execută în interiorul găurii de încercare o presiune dirijată în sens invers sensului de acționare a forțelor active, pe care o numim *presiune pasivă* p_p (fig. 3.55), atunci gaura se poate lărgi, mărindu-se diametrul vertical pînă la o valoare necesară restabilirii cîmpului inițial de tensiuni din rocă (înainte de perforare), ΔD_p reprezintă deplasarea (creșterea) diametrului vertical al găurii de la diametrul corespunzător stării de redobîndire a echilibrului din cîmpul activ (după forarea găurii) pînă la diametrul de restabilire a stării inițiale de tensiuni din rocă prin exercitarea unor presiuni interioare în gaura de încercare.

Într-o stare pasivă de solicitare după conturul circular al excavației, valorile eforturilor unitare în secțiune sînt date de relațiile:

$$\sigma_{rp} = \frac{a^2}{r^2} \cdot p_p; \quad \sigma_{tp} = -\frac{a^2}{r^2} \cdot p_p; \quad \sigma_z = 0, \quad (3.91)$$

în care σ_{rp} și σ_{tp} sînt eforturi unitare pasive radiale tangențiale.

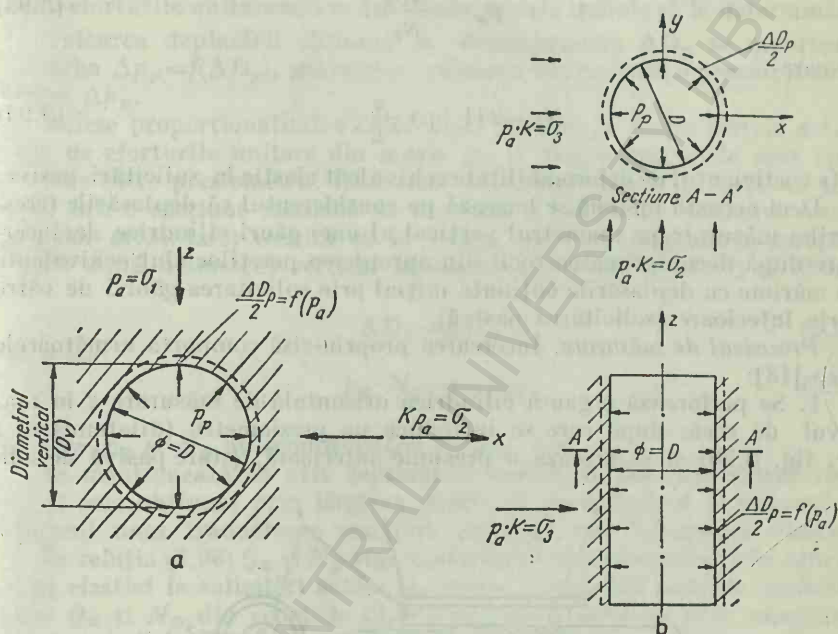


Fig. 3.55. Măsurarea deplasărilor radiale la decompresia cimpului activ în urma exercitării unei solicitări în interiorul găurii:

a — cazul găurii orizontale de încercare; b — cazul găurii verticale de încercare.

Cunoscînd relația dintre deformațiile specifice liniare și eforturile unitare normale la stare pasivă și exprimînd valorile eforturilor unitare prin expresiile σ_{rp} și σ_{tp} din relația (3.91) rezultă:

$$\varepsilon_r = \frac{p_p \cdot a^2}{Er^2} (1 + \mu). \quad (3.92)$$

Prin integrarea deformației specifice radiale pe distanța r și făcînd $r=a$ se obține formula deplasării (creșterii) diametrului ΔD_p în funcție

de variațiile eforturilor unitare p_p la solicitări pasive, asemănătoare cu relația 3.56:

$$\Delta D_p = 2 \int_{r=a}^{r=\infty} \varepsilon_r \cdot dr = \frac{2a}{E} (1+\mu) \cdot \Delta p_p = p_p \cdot N_p$$

sau

$$p_p = \frac{\Delta D_p}{N_p}, \quad (3.93)$$

în care

$$N_p = 2(1+\mu) \frac{a}{E}, \quad (3.94)$$

este coeficientul de deformabilitate echivalent elastic la solicitări pasive.

Deci această metodă se bazează pe considerentul că deplasările (creșterile) măsurate pe diametrul vertical al unei găuri cilindrice de încercare după decompresarea rocii din apropierea pereților sînt echivalente ca mărime cu deplasările obținute inițial prin solicitarea găurii de către forțe interioare (solicitarea pasivă).

Procedeu de măsurare. Încercarea propriu-zisă comportă următoarele faze [18]:

1. Se perforază o gaură cilindrică orizontală de măsurare 2 în masivul de rocă, după care se introduce un presiometru (dilatometru) 4 (v. fig. 3.56) și se creează o presiune interioară, (stare pasivă de soli-

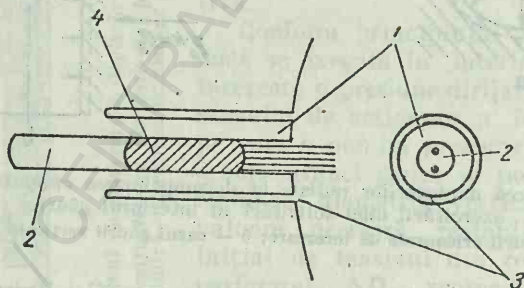


Fig. 3.56. Măsurarea deplasării radiale prin solicitare pasivă la decompresarea cîmpului activ.

citare) Δp_p , obținîndu-se o curbă $\Delta p_p = f(\Delta D_p)$, unde ΔD_p reprezintă variațiile (creșterile) diametrului vertical la presiunile p_p .

2. Se anulează presiunea interioară și se decompresăm cîmpul de rocă 1 din vecinătatea găurii de încercare, eliminîndu-se starea activă de solicitare a pereților găurii de încercare. Decompresarea cîmpului de

roca 1 se obține prin practicarea unei carotări (tăieturi cilindrice) 3, cu ajutorul unui dispozitiv de carotare. Deplasarea (creșterea) radială după diametrul vertical ΔD_p obținută la decompresare este asemănătoare dar de sens opus acelei obținute la perforarea găurii prin detenționarea pereților găurii datorită stării de solicitare activă a rocii.

Deci valoarea eforturilor unitare obținute la deplasarea radială de decompresare este egală cu valoarea eforturilor unitare Δp_a , ce reprezintă eforturile unitare active din masiv pe care trebuie să le determinăm.

Valoarea deplasării obținute la decompresare ΔD_p se raportează la curba $\Delta p_p = f(\Delta D_p)$, găsindu-se valoarea echivalentă a presiunii interioare Δp_p .

Reiese proporționalitatea celor două sisteme de forțe: forțele active date de eforturile unitare din masiv p_a și forțele pasive de sens opus date de către presiometru. Însumînd cele două sisteme de forțe de sens opus într-o secțiune mediană și verticală a găurii de încercare (cazul găurilor orizontale) rezultă că la valori egale ale deplasării pereților găurii după diametrul vertical se obține din relațiile (3.57) și (3.93):

$$\Delta D_a = \Delta D_p \quad (3.95)$$

de unde:

$$p_p \cdot N_p = p_a \cdot Q_a, \quad (3.96)$$

în care: p_p și N_p au semnificațiile de mai sus.

Se menționează că atît deplasările radiale la decompresarea rocii cît și cele obținute prin lărgirea găurii cu presiometrul se măsoară cu ajutorul unor traductoare rezistive electrice sau deformetre elastice.

În relația (3.96) Q_a și N_p sînt coeficienții de deformabilitate echivalenți elastici la solicitări active și pasive. Cunoscînd valorile coeficienților Q_a și N_p din ecuațiile (3.57') și (3.94), reiese că prin raportarea acestor coeficienți se elimină modulul de elasticitate, deoarece:

$$\frac{Q_a}{N_p} = \frac{\frac{f_1(\mu)}{E}}{\frac{f_2(\mu)}{E}} = \frac{f_1(\mu)}{f_2(\mu)} \quad (3.97)$$

Deci un avantaj al acestei metode este eliminarea din calcul a modulului de elasticitate E , care nu poate fi determinat în condițiile unei roci stratificate (mediu ortotrop = cu variația modulelor de elasticitate după două direcții perpendiculare) sau a unei roci foarte fisurate (mediu heterotrop). Desigur că în aceste condiții este o greșeală să se considere modulul E ca o constantă elastică.

Din simplificările aduse rezultă o dependență a coeficientului de deformabilitate numai de valoarea coeficientului lui Poisson al rocii, μ .
Din relația (3.96) reiese:

$$p_p = \frac{Q_a}{N_p} \cdot p_a = A \cdot p_a \quad (3.98)$$

unde:

$$A = \frac{Q_a}{N_p} = f(\mu). \quad (3.99)$$

Din relația (3.98) necunoscută este numai p_a , care reprezintă efortul unitar principal din masivul de rocă înainte de forarea găurii exterioare prin carotare.

Înlocuind valorile lui Q_a și N_p din ecuațiile (3.57') și (3.94) rezultă [18]:

$$A = \frac{Q_a}{N_p} = 4\mu - K - 2. \quad (3.99')$$

Metoda prezintă dezavantajul că se determină numai eforturile unitare principale ale rocii înainte de forarea găurii, iar direcțiile acestor eforturi sînt luate prezumtiv paralele cu axele verticale și orizontală. Nu se determină eforturile unitare din rocă în stare triaxială. Este de menționat că măsurarea trebuie să se facă la mijlocul găurii de încercare (unde valoarea efortului este maximă), bazată pe considerentele de la cap. 3.4.1.

Aparatura pentru măsurarea deplasărilor după diametrul vertical și a presiunii interioare pasive a fost concepută de M. Tincellin și prof.

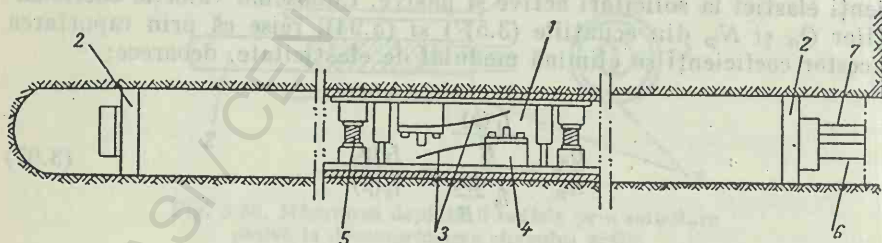


Fig. 3.57. Dilatometrul Tincellin.

Haas [18]. În principiu această este alcătuită dintr-un corp central 1 (fig. 3.57), în care sînt situate dispozitivul de măsurare și două dopuri de legătură 2, care închid și solidarizează corpul central al presiometrului printr-o tijă de legătură. Corpul central este învelit cu o manta elas-

tică din tablă de cupru (0,5 mm) sau cauciuc, etanșată prin intermediul dopurilor laterale.

Dispozitivul de măsurare se bazează pe principiul măsurării deformațiilor radiale pe diametrul vertical cu ajutorul unor traductoare rezistive. Aceste traductoare sînt niște lame flexibile 3, prevăzute pe fiecare din fețe cu cîte un șanț în care sînt fixați conductorii electrici (fir rezistiv). Lamele sînt montate pe niște piese metalice 4, care facilitează deplasarea acestora o dată cu alungirea radială a pereților găurii de încercare sub presiune, prin intermediul unor resorturi elastice 5. Conductorii electrici 6 sînt conectați printr-un cablu electric la indicatorul de suprafață. Aducția lichidului sub presiune se face prin conductă 7. La fiecare variație a deformațiilor radiale, conductorii fixați pe lamele flexibile își schimbă rezistența electrică pe care o transmit la indicator.

d. Măsurarea deplasării radiale la solicitare pasivă prin echivalare cu deplasarea liniară a unei secțiuni din afara găurii

La stabilirea principiilor acestei metode se pleacă de la aceleași considerente prezumtive arătate de către P. Kuhn privind distribuția eforturilor unitare principale în masivul de rocă și direcțiile principale ale acestora, descrise anterior.

În această metodă, eforturile unitare din masiv p_a se determină într-o secțiune liniară din afara găurii de încercare și perpendiculară pe diametrul vertical (cazul găurilor orizontale). Într-o astfel de secțiune se plasează traductorul cu corzi vibrante, capetele secțiunii fiind situate la aceeași depărtare de centrul găurii, în afara acesteia și perpendiculară pe diametrul vertical. După stabilirea tonalității corzilor vibrante, se perforează gaura de încercare poziționată față de secțiunea rectilinie. Datorită detensionării cîmpului de rocă din apropierea găurii de încercare în care este situată și secțiunea liniară de măsurare, această secțiune va înregistra o deformație liniară ΔD_a , dată de către traductorul cu coardă vibrantă. Dacă în gaura de încercare se introduce un presiometru, care supune pereții găurii (deci și cîmpul în care se află situat traductorul cu coardă vibrantă) la solicitări pasive, lungimea coardei se va modifica pînă la obținerea tonalității inițiale.

Deci variațiile presiunilor interioare Δp_p în gaura de încercare, corespunzătoare unei deplasări radiale pe diametrul vertical ΔD_p , sînt capabile să refacă deformațiile liniare ale secțiunii de încercare situate în exteriorul găurii și perpendicular pe diametrul vertical al acesteia.

Notăm cu ΔD_a deformațiile coardei vibrante ale traductorului la detensionarea cîmpului în care este situată secțiunea de măsurare după

forarea găurii de încercare. Restabilirea cîmpului inițial de tensiuni din rocă este marcată prin restabilirea tonalității inițiale a traductorului.

La fel ca în metoda descrisă anterior, în sistemul de solicitare a cîmpului de eforturi unitare din masiv în vecinătatea găurii de încercare intervin două sisteme de forțe:

— un sistem datorat solicitărilor active ce se manifestă după forarea găurii și în funcție de poziția acesteia (vezi cazul găurilor orizontale sau verticale din paragraful anterior și fig. 3.55);

— un sistem interior p_p , de sens opus, care alcătuiește presiunea pasivă din interiorul găurii de încercare, exercitată de către un presiometru și care tinde să restabilească cîmpul inițial de eforturi din apropierea pereților găurii de încercare.

Cunoașterea sistemului activ duce la determinarea efortului unitar p_a . Însumînd cele două sisteme de solicitare asupra secțiunii liniare în care este plasat traductorul cu coardă vibrantă, rezultă că eforturile celor două sisteme de solicitare sînt proporționale cu deplasările acestora în aceeași secțiune.

Relațiile dintre aceste deplasări sînt asemănătoare cu (3.95) și (3.96), membrul al doilea al ecuației exprimînd o solicitare plană nu după suprafețe cilindrice. Coeficientul de deformabilitate la solicitare pasivă N_p are valoarea dată în formula (3.94), însă coeficientul de deformabilitate la solicitare activă are următoarea valoare, conform legii lui Hooke aplicată în starea plană:

$$Q_a = \frac{1}{E} \text{ (coeficient de deformabilitate liniară echivalent elastică).}$$

Deci la determinarea efortului unitar din masiv p_a se pleacă de la considerentul că deplasarea liniară ΔD_a a unei secțiuni perpendiculară pe diametrul vertical și situată în afara și în vecinătatea peretelui găurii de încercare date prin detensionarea pereților găurii este echivalentă cu deplasarea radială a diametrului vertical obținută la o solicitare interioară (pasivă) egală cu restabilirea stării de tensiuni înainte de forare.

Reiese că principiul acestei metode folosește aceleași relații stabilite în metoda de măsurare de la pct. c, avînd deosebit faptul că ecuațiile de restabilire a stării inițiale de tensiune prin exercitarea unei presiuni interioare se iau în considerare față de un punct situat în afara găurii.

Coeficientul A din ecuația (3.99') va avea de această dată următoarea valoare:

$$A = \frac{1}{2a} \left(\frac{1}{1+\mu} \right) = \frac{Q_a}{N_p}. \quad (3.100)$$

Deci eforturile unitare Δp_a vor fi:

$$\Delta p_a = \frac{1}{A} \Delta p_p, \quad (3.101)$$

Δp_p fiind valoarea presiunii interioare de restabilire a cîmpului de tensiuni.

La fel ca la metoda prezentată la pag. 271 această metodă prezintă avantajul că elimină din calcul valoarea modulului de deformabilitate, lucru important în cazul rocilor anizotrope.

Unul dintre aparatele folosite pentru determinarea eforturilor unitare ale cîmpului activ de rocă prin această metodă este presiometrul (dilatometru) Janod-Mermin, alcătuit din următoarele elemente principale [5]:

— corpul presiometrului 1 (fig. 3.58), constituit dintr-o conductă de oțel cu diametrul exterior de 164 mm, lungime 70 mm și grosime 10 mm;

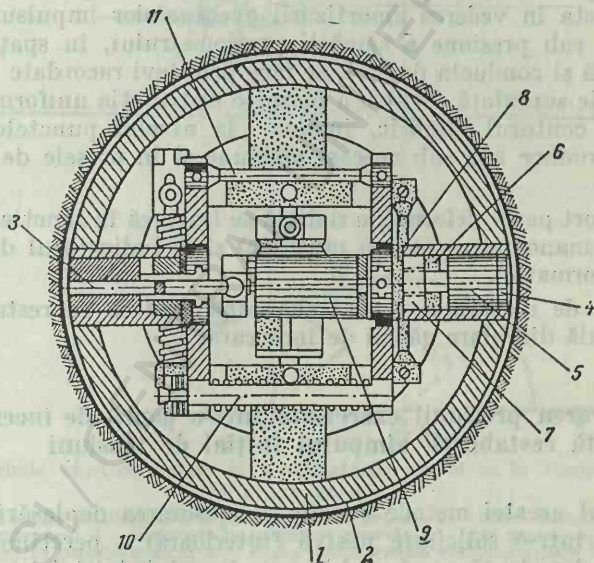


Fig. 3.58. Secțiune transversală prin dilatometrul Janod-Mermin.

— o cămașă cilindrică din tablă de aluminiu călit 2, cu grosime redusă; această cămașă, care îmbracă conducta la exterior, se assemblează la capete prin buloane cu închizători metalice. Între închizători și cămașa de expandare se plasează garnituri de etanșare din cauciuc;

— sistemul de măsurare a deformațiilor radiale, alcătuit la rândul lui din patru tije 3, dispuse două câte două după un diametru și fixate la partea interioară a cămășilor din aluminiu. Aceste tije trec prin conducta de oțel, fiind protejate prin câte o piesă de etanșare, alcătuită din capetele de etanșare 4, pistoanele de etanșare 5, garniturile 6, dopurile de închidere 7 și elementul de solidarizare 8.

Măsurarea deformațiilor radiale se face în două planuri transversale, după două diametre dispuse la 90° . Planurile transversale sînt plasate în zona mediană de măsurare. Principiul de măsurare se bazează pe folosirea unor traductoare rezistive 9, care urmăresc deplasarea radială a tijelor 3, în urma expandării cămășii de aluminiu sub acțiunea presiunii hidraulice.

Traductoarele, asamblate de un cadru de susținere, sînt de tipul SFIM-401, cu tensiunea de 12 V. Variațiile mărimilor electrice sînt înregistrate la indicatorul de suprafață. Cadrul de susținere este constituit din două tije mobile 10 și două tije articulate la capete 11, diametral opuse, aceasta în vederea amortizării eventualelor impulsuri.

Punerea sub presiune a cămășii presiometrului, în spațiul cuprins între cămașă și conducta de oțel, se face prin țevi racordate la o pompă hidraulică de suprafață. Pentru a permite distribuția uniformă a presiunilor pe tot conturul cilindric, inclusiv la nivelul punctelor de măsurare, se introduce apa sub aceeași presiune și în presele de etanșare a tijelor.

Curba efort pasiv-deformație radială se trasează în funcție de valorile obținute la manometru (pentru presiune) și la indicatorul de suprafață (pentru deformație).

Operația de măsurare se continuă pînă cînd se va restabili starea activă inițială din afara găurii de încercare.

e. Măsurarea presiunii exercitate într-o gaură de încercare echivalentă restabilirii cîmpului inițial de tensiuni

Principiul acestei metode constă în măsurarea deplasărilor radiale provocate printr-o solicitare pasivă (interioară) a pereților găurii de încercare, echivalentă cu restabilirea cîmpului inițial al eforturilor unitare din rocă.

Determinarea eforturilor unitare din masiv la solicitare activă se face plecînd de la relațiile (3.96) și (3.93), luînd pentru Δp_p valoarea presiunii interioare stabilite pentru deformația ΔD_p măsurată. Distribuția și direcția eforturilor unitare din masivul de rocă sînt descrise de relațiile stabilite de P. Kuhn.

Se consideră că deplasările radiale ale pereților găurii de încercare sub acțiunea eforturilor unitare din câmpul activ se comportă după o deformare elastică (vezi curba 2, fig. 3.59).

Metoda constă în detensionarea pereților găurii de încercare supusă la solicitare activă, după care se exercită pe pereții găurii o sarcină (soli-

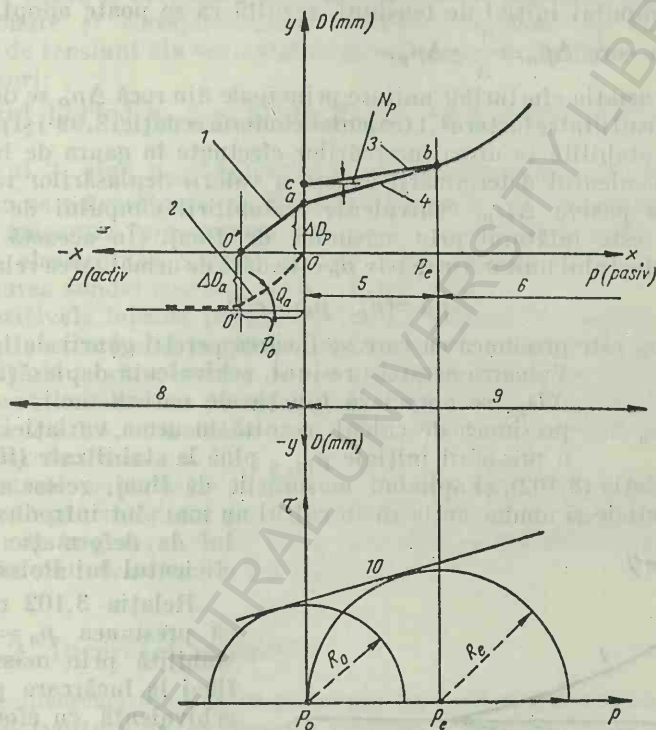


Fig. 3.59. Curbele efort-deformare la manifestarea activă și la recomprimare prin solicitare pasivă:

1 — curba restabilirii presiunii active prin solicitare pasivă; 2 — curba manifestării presiunii active; 3 — descărcare; 4 — încărcare la solicitare pasivă; 5 — faza pseudoelastică; 6 — faza plastică; 7 — limita pseudoelastică; 8 — curba caracteristică efort-deformare în regim activ; 9 — idem în regim pasiv; 10 — tangenta la cercurile lui Mohr.

citare pasivă) astfel încât să se obțină curba $O'a$ din fig. 3.59, care reconstitue starea inițială.

Variația diametrului găurii de încercare ΔD_p corespunde valorii presiunii de calcul p_0 . Se consideră că la o solicitare pasivă roca prezintă o comportare pseudo-elastică dată de structură. Datorită lipsei unor

parametri de verificare a valorii deplasărilor radiale pe diametrul vertical care marchează restabilirea cîmpului de eforturi unitare din rocă (ca și în cazul celorlalte metode), se ia o valoare a acestor deplasări stabilită prin tatonare.

Considerîndu-se că valoarea ΔD_p măsurată prin încercare este apropiată de mărimea diametrului găurii care marchează în realitate restabilirea cîmpului inițial de tensiuni, rezultă că se poate adopta relația (3.101) în care $\Delta p_a = \frac{1}{A} \cdot \Delta p_p$.

Deci variația eforturilor unitare principale din rocă Δp_a se determină prin produsul dintre factorul A (calculat conform ecuației 3.99') și presiunea de calcul stabilită în urma încercărilor efectuate în gaura de încercare.

Inconvenientul determinării exacte a valorii deplasărilor radiale la solicitarea pasivă ΔD_p , echivalente restabilirii cîmpului de tensiuni din rocă, este înlăturat prin măsurări de fluaj. În această situație valoarea efortului unitar din masiv p_a este dată de următoarea relație [11]:

$$p_a = (p_p - p_0) - e^{-kt}, \quad (3.102)$$

în care: p_p este presiunea cu care se încarcă pereții găurii de încercare.

Valoarea acestei presiuni, echivalentă deplasării radiale ΔD_p , se apreciază funcție de natura rocii;

p_0 — presiunea de calcul, rezultă în urma variației în timp a presiunii inițiale $p_{p1, 2}$ pînă la stabilizare (fig. 3.60).

Din relația (3.102), și aplicînd măsurările de fluaj, reiese avantajul acestei metode și anume acela că în calcul nu mai sînt introduse modulul de deformare E și coeficientul lui Poisson.

Relația 3.102 consideră că presiunea $p_0 = f(\Delta D_p)$, stabilită prin măsurări de fluaj la încărcare pasivă și echivalentă cu efortul unitar din masiv p_a , constituie media valorii eforturilor principale din rocă, conform prezumției după care s-au stabilit principiile metodei. Astfel, dacă gaura de încercare este orizontală, atunci efortul unitar din masiv înainte de perforarea găurii p_0 (conform relațiilor (3.8) și 3.10) este:

$$p_0 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} = \frac{p_a + p_a K}{2}. \quad (3.103)$$

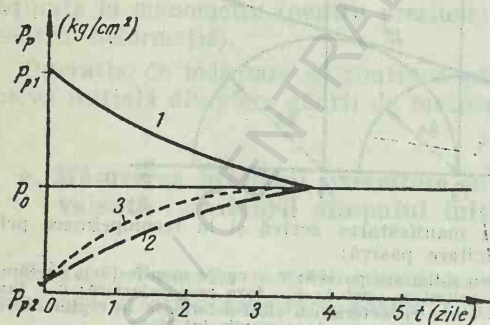


Fig. 3.60. Curba de fluaj la solicitarea pasivă a peretelui găurii de încercare.

ainte de perforarea găurii p_0 (conform relațiilor (3.8) și 3.10) este:

În cazul unei găuri verticale de încercare

$$p_0 = \frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} = \frac{p_a K + p_a K}{2} \quad (3.104)$$

Din fig. 3.65 se vede că valoarea de calcul p_0 pentru efortul unitar din masiv poate fi mai mare sau mai mică decât presiunea p_p stabilită prin tatonare și corespunzătoare deplasării radiale la restabilirea cîmpului de tensiuni din vecinătatea pereților găurii. Astfel se pot întîlni două cazuri:

— cazul 1, cînd $p_{p1} > p_0$ (curba 1, fig. 3.60) și deci presiunea scade în timp;

— cazul 2, cînd $p_{p2} < p_0$ (curba 2), deci cînd presiunea crește în timp.

Pentru ca măsurătoarea de fluaj să fie bine făcută trebuie ca dispozitivul de măsurare (presiometrul) să nu fie compresibil, ci să efectueze măsurări elastice (în special în rocă tare). Fluajul poate fi accelerat prin vibrarea sondei conform curbei 3, fig. 3.60.

Dispozitivele folosite pentru efectuarea încărcărilor asupra pereților găurii de încercare sînt în general presiometrele (dilatometrele). O condiție esențială pe care trebuie s-o îndeplinească presiometrele este aceea de a fi foarte sensibile la înregistrarea măsurărilor. Din considerentele arătate la 2.4.1.1, măsurătorile trebuie să se facă în zona mediană a tronsonului de încercare.

Diametrele presiometrelor sînt astfel alese încît acestea să poată fi introduse în găuri de foraj săpate la diametre curente. Lungimea presiometrelor este în general de $5D$ (D = diametrul găurii de încercare). Presiometrele sînt descrise la 2.4.1.2.

3.4.2.2. Încercări indirecte

Aceste încercări folosesc ca principiu de bază măsurarea fie a deformațiilor dezvoltate într-o anumită secțiune a elementelor de susținere, pe conturul cilindric, fie a deformațiilor rocii la contactul cu elementul de susținere ca urmare a solicitării masivului. În acest scop, aparatura de măsurare este alcătuită din extensometre mecanice sau hidraulice ori din traductori electrici rezistivi, ce se plasează atît în interiorul elementelor de susținere după mai multe direcții (fig. 3.61), cît și în exteriorul acestora în rocă (fig. 3.62), înregistrînd deformațiile care se produc.

În fig. 3.61 se dă un exemplu de montare a trei traductori cu coardă vibrantă 1, 2, 3, cu înveliș rigid, în căptușeala de beton a elementului de susținere 4. În fig. 3.62 se prezintă un extensometru cu înveliș rigid, tip Bombecinski, folosit la măsurarea presiunii la contactul rocii cu elementul de susținere.

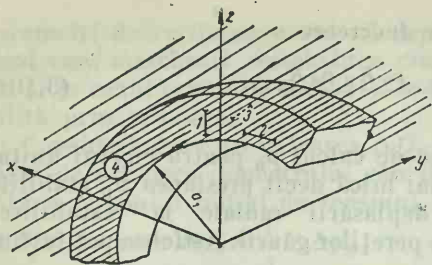


Fig. 3.61. Exemplu de montare în grupuri de 3 traductori cu coardă vibrantă în cămășuiala de beton a elementului de susținere.

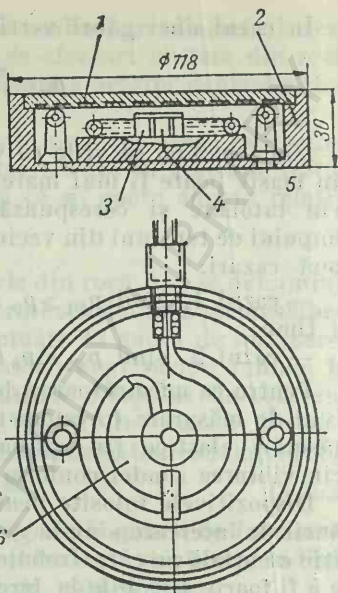


Fig. 3.62. Extensometru cu înveliș rigid tip V. P. Bombecinski.

Prin însumarea eforturilor calculate din deformațiile obținute se determină presiunea masivului de rocă pe conturul excavației sprijinit de elementele de susținere.

Aceste măsurători au însă un caracter comparativ, deoarece valorile obținute se referă la eforturile transmise elementelor de susținere și sînt calculate pe baza unor determinări de etalonare. Mai exacte sînt măsurătorile făcute la contactul rocii cu elementul de susținere.

Pentru această metodă de încercare se presupune că pot fi aplicate teoriile spațiale ale mediilor continue în regim elastic, omogen și izotrop în cazul masivului de rocă și care stabilesc relațiile efort-deformație după legea generalizată a lui Hooke. Valoarea deformațiilor obținute cu aparatura de măsurare încorporată în elementele de susținere este dată de relațiile:

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E} [\sigma_x - \mu(\sigma_y + \sigma_z)];$$

$$\varepsilon_y = \frac{1}{E} [\sigma_y - \mu(\sigma_z + \sigma_x)]; \quad (3.105)$$

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E} [\sigma_z - \mu(\sigma_x + \sigma_y)].$$

Din ecuațiile (3.105) rezultă că în afara eforturilor unitare normale σ_x , σ_y și σ_z , care trebuie determinate, mai este necesară și cunoașterea modului de deformabilitate E , precum și a coeficientului Poisson μ . Ultimii doi parametri se determină însă prin încercări de etalonare în laborator, valorile lor fiind diferite de cele ale materialului folosit la susținere.

O situație asemănătoare există și la determinarea eforturilor la încovoiere a materialului de susținere solicitat de către masivul de rocă. Astfel, etalonînd materialul de susținere în laborator la o încovoiere cu o săgeată asemănătoare celei obținute în galerie, eforturile rezultate nu pot constitui decît valori comparative bazate pe calculul de rezistență a materialelor.

Din cele de mai sus reiese că în urma măsurătorilor efectuate cu această metodă se determină numai eforturile unitare principale din masivul de rocă. Deci prin folosirea relațiilor (3.105) nu se pot determina toate cele 6 componente ale tensorului spațial al eforturilor unitare din masivul de rocă.

Presupunînd că direcțiile principale ale eforturilor unitare din masiv coincid cu axele de referință ale lucrării excavate, nu putem fi siguri că valorile eforturilor unitare principale determinate prin calculul de mai sus sînt cele ale masivului de rocă înainte de executarea excavației (tensiunile inițiale). Aceasta în primul rînd pentru că măsurările deformațiilor obținute nu sînt chiar ale rocii după conturul cilindric, ci ale elementelor de susținere datorite solicitărilor active ale rocii.

Deși astfel de măsurători sînt curente, totuși valorile obținute sînt numai orientative, limitînd domeniul de folosire a acestei metode.

3.4.2.3. Încercări indicative

Deoarece valoarea absolută a eforturilor unitare din rocă nu se poate determina în orice situație, s-au inițiat și metode indicative, care au drept scop să urmărească schimbarea cîmpului de eforturi și direcția rezultantei lor în urma excavării unei lucrări subterane cu profil cilindric. În cele de mai jos se vor descrie două metode mai cunoscute.

Metoda L. Müller. Această metodă de încercare în loc constă din efectuarea unor măsurări de fluaj la solicitare activă a pereților unui tronson experimental de galerie cilindrică cu un perimetru înscris aproximativ în perimetrul profilului viitoarei lucrări subterane.

Se excavează mai întîi camera de încercare I (fig. 3.63). Se execută patru găuri înclinate de foraj 3, care încadrează viitoarea galerie de încercare cu profil circular. În găurile de foraj se plasează indicatorii de deformare 4 la adîncimi corespunzătoare secțiunilor de măsurare I, II și III. Se excavează galeria de încercare 2, cu profil mai redus decît camera de

observație. Axa galeriei de încercare corespunde axei viitoare lucrări subterane, care în figură prezintă un profil trapezoidal. Prin indicatorii 4, se măsoară deformațiile pereților găurii de foraj, față de axa găurii în timpul și după excavarea galeriei de încercare.

Deformațiile rocii din cele patru foraje, înregistrate în secțiunile transversale I, II și III, marchează deformațiile la diferite adâncimi

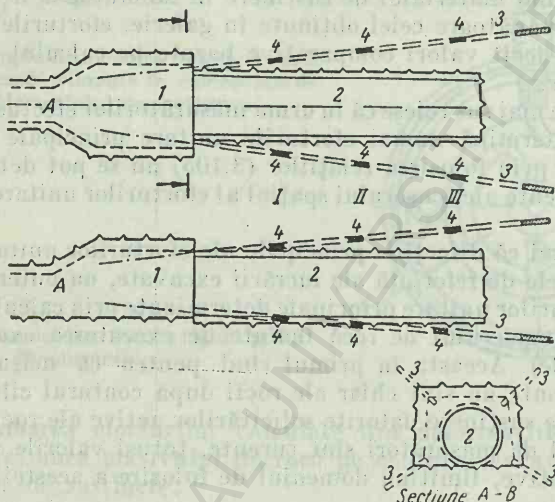


Fig. 3.63. Măsurarea eforturilor unitare din masivul de roci prin metoda L. Müller.

față de pereții galeriei 2. Direcția de acționare a eforturilor unitare din rocă se poate înregistra cu ajutorul unor elemente fotoelastice plasate în interiorul găurilor de foraj.

Metoda fotoelastică. O metodă de determinare a stării de eforturi din rocă este metoda în care se folosește un spectru fotoelastic. Se folosește o aparatură dotată cu traductori fotoelastici, la care ansamblul este plasat în găuri de încercare (de foraj) cu adâncimea funcție de lungimea dispozitivului.

Traductorul fotoelastic folosit este de tip polariscop. Traductoarele fotoelastice folosite pentru măsurarea stării de eforturi unitare active din masivul de roci în încercările subterane au la bază fenomenul polarizării luminii. Efectul de polarizare obligă vectorul de lumină să se miște fie numai într-un plan perpendicular pe planul de polarizare (pola-

rizare plană a luminii), fie după o spirală cu pas constant, desfășurată de-a lungul drumului parcurs de lumină (polarizarea rotativă).

Sub efectul polarizării luminii, unele materiale transparente prezintă figuri de interferență fotoelastică, fiind birefringente. Ele descompun vectorul de lumină incident în doi vectori componenți — denumiți vectorii eforturilor unitare σ_1 și σ_2 și care sînt paraleli cu direcțiile eforturilor unitare principale ale mediului traversat de spațiul luminos. Viteza acestor vectori componenți este proporțională cu eforturile unitare principale respective, care dacă nu sînt egale se produce o întîrziere de $\lambda/4$ a luminii de-a lungul axelor eforturilor unitare principale. Această viteză este exprimată prin relația:

$$\delta = Cd(\sigma_1 - \sigma_2), \quad (3.106)$$

în care C este coeficientul de tensiune optic activă, iar d — grosimea materialului birefringent.

Sînt materiale care manifestă o birefringență naturală a luminii, producînd o întîrziere relativă de un sfert de undă ($\lambda/4$). Dacă o placă din acest material este așezată sub un unghi de 45° față de planul de polarizare, atunci polarizarea plană se transformă într-o polarizare rotativă. Pentru a obține un efect maxim de interferență, fasciculul de lumină este bine să fie monocromatic. Astfel se obțin franje de interferență bine conturate, care reprezintă locul punctelor avînd aceeași întîrziere, respectiv aceeași direcție a efortului principal ca al planului de vibrație al luminii polarizate.

Pentru studierea efectului fotoelastic manifestat de un material, de exemplu roca, se întrebuintează un traductor fotoelastic denumit polariscop, compus din următoarele elemente principale:

- o sursă de lumină (cu filtru pentru lumină monocromatică);
- un polarizor, placă din material cu birefringență naturală;
- analizor, asemănător cu polarizorul;
- o placă ce introduce o întîrziere de $\lambda/4$ pentru realizarea polarizării rotative.

Procedeu de încercare prin folosirea unui traductor (polariscop) de tip disc. Pentru determinările în subteran este indicată folosirea unui polariscop prin reflexie de tipul celui reprezentat în fig. 3.64, care, avînd dimensiuni mici, poate fi ușor mînuit. Numărul de franje de birefringență este proporțional cu diferența deformațiilor principale ε_1 și ε_2 , după relația:

$$n\delta = 2 dk (\varepsilon_1 - \varepsilon_2), \quad (3.107)$$

în care: n este indicele de interferență; δ — întîrzierea relativă; d — grosimea materialului birefringent; k — factor de sensibilitate la deforma-

ție egal cu $\frac{CE}{1+\mu}$ (C fiind coeficientul de tensiune optic activă, E — modulul de deformabilitate și μ coeficientul lui Poisson).

Traductorul fotoelastic (polariscopul) folosit în acest procedeu are forma unui disc cu un orificiu central, care face să crească numărul de franje, se fixează de rocă cu un adeziv așezat la marginea discului. Polarizorul se află prins pe fața exterioară a discului sub forma unui film. Pe fața opusă, spre talpa găurii, se află un strat reflector. Fasciculul de lumină ce pleacă de la o sursă monocromă S pătrunde prin filmul polarizor și prin discul tensionat (deformat), după care este reflectat străbătând din nou prin disc și film (analizor) la retina observatorului.

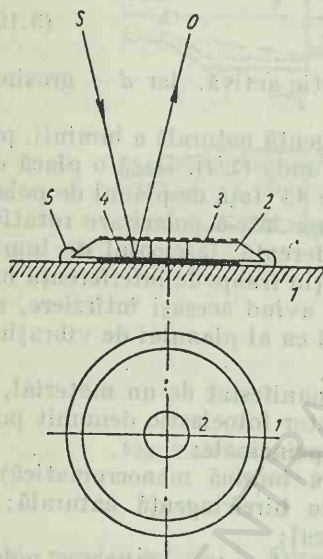


Fig. 3.64. Element biaxial fotoelastic:

1 — roca; 2 — element birefringent;
3 — film polarizor; 4 — strat reflector;
5 — adeziv; S — sursa de lumină; O — observator.

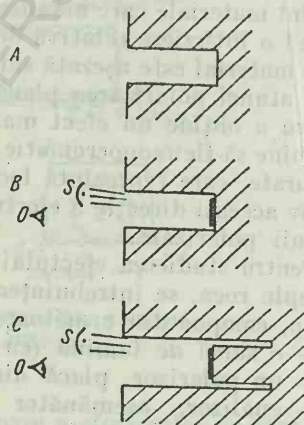


Fig. 3.65. Determinarea stării de eforturi unitare cu un element fotoelastic biaxial lipit pe talpa găurii:

a — forarea găurii; b — înregistrarea efortului în regim încărcat; c — înregistrarea efortului unitar în regim descărcat; S — sursa de lumină; O — observator.

În fig. 3.65 se arată schematic modul de folosire a traductorului fotoelastic la determinarea stării de eforturi unitare din masivul de roci prin metoda de decompresare a cîmpului activ (metoda descărcării, descrisă în cadrul metodelor directe).

După executarea găurii și netezirea tălpii, se fixează pe talpă traductorul fotoelastic optic activ (polariscopul), cu ajutorul unui cilindru. Adezivul folosit trebuie să se întărească în circa 15 minute, după care se execută prima înregistrare a figurii de interferență. Urmează descărcarea rocii prin carotare, apoi înregistrarea din nou a figurii de interferență (numărul franjelor).

Proportionalitatea dintre numărul de franje (înregistrat de către traductor) și deformațiile specifice liniare la descărcarea cîmpului activ de pe suprafața găurii de foraj poate fi etalonată în laborator sau in situ.

Traductorul fixat pe carotă este etalonat astfel ca numărul de franje să dea deformația principală maximă. Axele franjelor indică de asemenea direcția în care există deformație. Se ia o carotă de rocă din același loc, în direcția în care a fost observată deformația și pe această a doua carotă se determină simultan atât modulul de deformabilitate cît și componenta efortului unitar „in situ” printr-un ciclu repetat de încărcare-descărcare la compresiune monoaxială. In situ aceasta se face chiar la locul de încercare, folosind o presă manuală portabilă și un deformetru fotoelastic liniar cu sensibilitatea de 330 microdeformații pe franje. La un polariscop manual cu reflexie de precizie, deformația carotei de rocă se poate observa

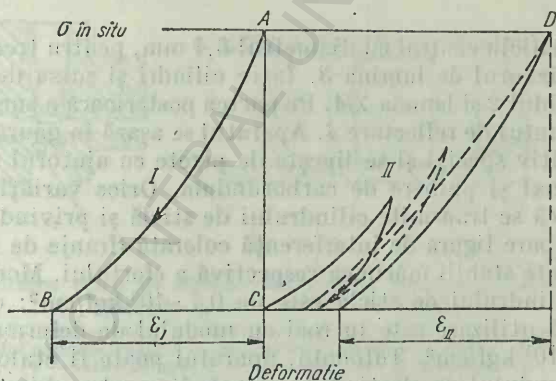


Fig. 3.66. Determinarea parametrilor σ și E :
I — descărcarea rocii prin carotare; II — reciclarea carotei în laborator.

cu o aproximație de $\pm 0,0002$ mm/mm, fără a fi necesară folosirea unei instalații pentru măsurarea deformației pe cale electrică.

Urmează ciclul de încărcare-descărcare (fig. 3.66). Dacă ε_1 este deformația măsurată după descărcarea masivului de rocă prin carotare,

a doua carotă se ciclează la presă pînă cînd se obține o a doua deformăție ε_2 egală cu ε_1 , căreia îi corespunde eforturilor σ_1 . Raportul σ_1/σ_2 dă modulul de deformabilitate.

Procedeu de încercare prin folosirea polariscopului de tip Roberts. Un polariscop mai perfecționat, avînd sursa de lumină încorporată, este aparatul de măsurat eforturile unitare de roci cu traductori fotoelastici de construcție Roberts (fig. 3.67.) Acesta constă dintr-un cilindru 1 din sticlă opacă activă, cu lungimea de 38 mm și diametrul 35 mm. Cilin-

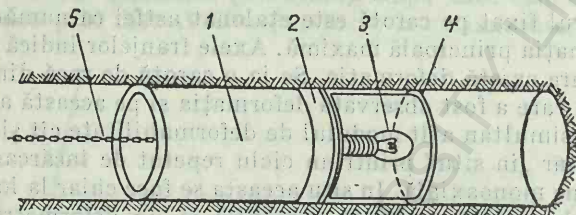


Fig. 3.67. Presiometru fotoelastic tip Roberts:

1 — cilindru din sticlă activă; 2 — polaroid și lamela $\lambda/4$;
3 — sursa de lumină; 4 — strat de reflectare; 5 — conductor electric.

drul are un orificiu central cu diametrul 6,4 mm, pentru trecerea conductorului 5 la izvorul de lumină 3. Între cilindri și sursa de lumină este așezat polaroidul 2 și lamela $\lambda/4$. Pe partea posterioară a sursei de lumină este așezat stratul de reflectare 4. Aparatul se așază în gaura de încercare cu un dispozitiv special și se lipește de perete cu ajutorul unui amestec de rășină epoxi și pulbere de carborundum. Orice variație de eforturi unitare în rocă se transmite cilindrului de sticlă și privind prin aceasta și polarizor apare figura de interferență colorată (franje de interferență), cu care se poate stabili mărimea respectivă a efortului. Modulul de elasticitate al cilindrului de sticlă este de $0,7 \cdot 10^6$ kgf/cm²; de aceea, cea mai rațională utilizare este în roci cu modulul de deformabilitate mai mic de $1,2 \cdot 10^5$ kgf/cm². Totodată, aparatul poate fi etalonat în materiale avînd modulul de elasticitate asemănător celor obișnuite.

Procedeu de încercare prin folosirea unui traductor fotoelastic (polariscop) de tip manometru. În acest procedeu de determinare a eforturilor unitare din rocă traductorul este fixat într-o instalație care cuprinde un presiometru de tip dilatometru (descriș atît la încercările prin metode directe cît și la încercările pasive după suprafețe cilindrice). Aparatura de încercare (fig. 3.68) constă din:

- presiometru hidraulic de foraj (dilatometru);
- manometrul fotoelastic;

- țeava de legătură;
- pompa de înaltă presiune.

Presiometrul. Este un tub din cupru turtit, (diafragmă), închis la un capăt, celălalt capăt fiind cuplat cu o țeavă de înaltă presiune. Această diafragmă de cupru este umplută cu un lichid avînd o viscozitate scăzută, după care se încearcă într-o menghină la circa 300 at. Apoi diafragma se introduce într-o formă în care se toarnă un ciment de rășină epoxidică pentru a forma un cilindru avînd diametrul astfel ca să intre forțat în gaura forată. De asemenea, se fixează o bară pentru introducere.

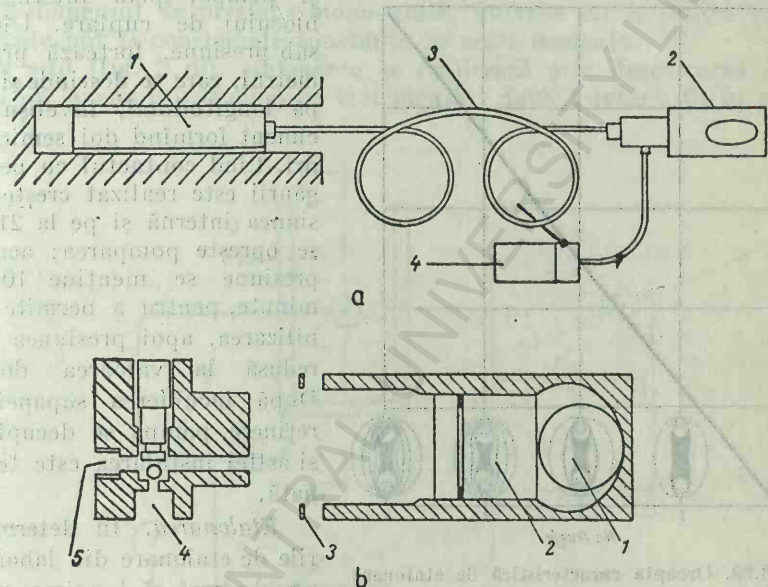


Fig. 3.68. Măsurarea stării de eforturi unitare din rocă cu ajutorul presiometrului hidraulic și manometrului fotoelastic:

a — ansamblu; 1 — presiometru; 2 — manometru; 3 — conductă; 4 — pompă de înaltă presiune; b — detaliul manometrului: 1 — traductor din sticlă; 2 — piston; 3 — inel de etanșare; 4 — locaș pompă; 5 — locaș legătură la presiometru.

Manometrul fotoelastic (fig. 3.68, b). Părțile principale sînt confecționate din oțel moale. Un cilindru din sticlă optic activă este solicitat diametral de către un piston și variațiile presiunii de pe fața opusă a pistonului produc o variație a deformației de forfecare în sticlă. Observînd cilindrul de sticlă iluminat prin filtre de polarizare se pot înregistra franje de interferență. Etalonarea instrumentului cu aceste caracteristici dă un factor de birefrință de 47 atm pe franje (fig. 3.69); folosind

un obiectiv compensator ordinul de birefringență se poate citi la o precizie de 2—3%, respectiv 1 atm.

Blocul de cuplare permite ca dispozitivul fotoelastic să fie cuplat la presiometru și la o pompă de presiune.

Instalarea. Gaura se forează întâi mai larg, apoi ultima jumătate de metru se forează la un astfel de diametru încât capsula cilindrică să intre forțat. Fixarea și orientarea capsulei se fac cu bara atașată, apoi se montează manometrul fotoelastic și pompa, prin intermediul blocului de cuplare. Uleiul, sub presiune, forțează presiometrul, care se destinde și crapă longitudinal, învelișul de ciment formînd doi semicilindri. Cînd contactul cu pereții găurii este realizat crește presiunea internă și pe la 210 at se oprește pomparea; această presiune se menține 10—15 minute, pentru a permite stabilizarea, apoi presiunea este redusă la valoarea dorită. După închiderea supapei de reținere, pompa se decuplează și astfel instalarea este terminată.

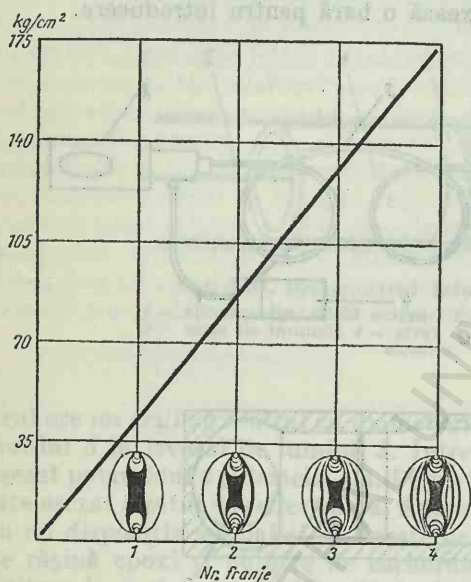


Fig. 3.69. Dreapta caracteristică de etalonare a presiometrului cu manometru fotoelastic și figurile de interferență respective.

Etalonarea. În determinările de etalonare din laborator s-a observat că lungimea minimă a unei excavații cilindrice practicate într-un masiv de

rocă trebuie să fie de $3D$ (D — diametrul excavației). Pentru o astfel de excavație cilindrică este posibilă determinarea eforturilor unitare în câmpul median fără ca valorile acestora să fie influențate de concentrarea eforturilor din capetele excavației.

În laborator s-a stabilit, de exemplu, că pentru o prismă de rocă cu dimensiunile de $75 \times 25 \times 25$ cm este necesar să se foreze o gaură cilindrică cu lungimea minimă de 25 cm. Deci raportul lungimilor este de 3 : 1.

Pentru determinarea caracteristicilor generale ale presiometrului se folosesc diferite materiale, însă pentru materiale friabile (cărbune) etalonarea se face in situ.

Caracteristicile de funcționare a presiometrului hidraulic se stabilesc prin reacțiile la variațiile eforturilor unitare din materialul gazdă.

Pentru stabilirea eforturilor unitare, se folosește așa-numitul factor de sensibilitate care este raportul dintre modificarea efortului unitar din rocă și modificarea presiunii din presiometru, exprimat în atm. Astfel, dacă presiometrul este prea sensibil, factorul descrește în valoare. În laborator s-a constatat că acest factor variază cu diametrul găurii, modulul E al rocii și presiunea de instalare. Totuși, pentru condiții date presiometrul are un factor de sensibilitate cuprins între 0 și 0,8 atm în întreg domeniul de presiune monoaxială. Valorile lui E pentru rocile încercate pot fi considerate constante în acest domeniu.

În situ (fig. 3.70), etalonarea se realizează prin descărcarea rocii slabe (de exemplu cărbune) cu trei făgașuri după 3 laturi. Și în acest

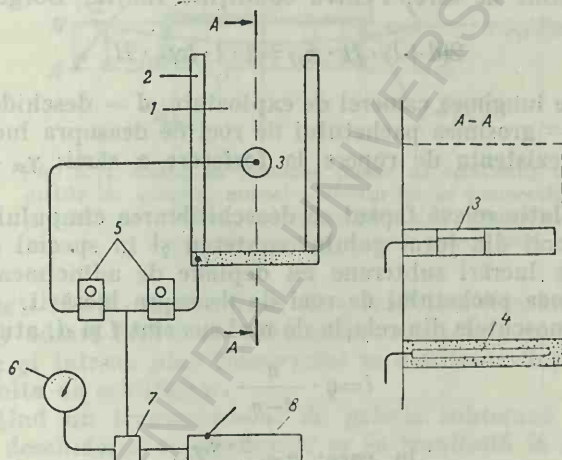


Fig. 3.70. Etalonarea presiometrului cu manometru fotoelastic:

1 — blocul de rocă; 2 — făgaș; 3 — gaura cu presiometru; 4 — presă plată betonată; 5 — manometre fotoelastice; 6 — manometru obișnuit; 7 — bloc de racord; 8 — pompă de înaltă presiune.

caz se menține raportul 3 : 1 între adâncimea făgașului și lungimea găurii. Pentru încercare, presa plată se cimentează în făgașul orizontal. După introducerea presiometrului, presiunea din presă se mărește cu o pompă. În acest timp se fac citirile la manometrul fotoelastic până la ruperea probei.

3.4.3. Influența lungimii unui gol subteran asupra valorii eforturilor unitare manifestate în câmpul activ (acoperișul lucrărilor subterane)

Pentru dimensionarea și susținerea lucrărilor subterane practicate în masive de roci semitari sau tari (roci metamorfice-cristaline, roci eruptive sau sedimentare consistente) supuse la eforturi de solicitări active, este necesară cunoașterea variației eforturilor unitare manifestate în lungul unei galerii, în câmpul activ și în special în tavanul acestora.

Printre alții, de această problemă s-a ocupat și ing. H. Börger [17], care a stabilit condițiile de echilibru ale unei camere de exploatare într-un zăcămint de sare. Pentru condițiile limită, Börger a stabilit ecuația:

$$2(d+l) \cdot H \cdot \tau_{rf} = d \cdot l \cdot h \gamma_a \cdot H, \quad (3.108)$$

în care: l este lungimea camerei de exploatare; d — deschiderea lucrării la tavan; H — grosimea pachetului de roci de deasupra lucrării subterane; τ_{rf} — rezistența de rupere la forfecare a sării; γ_a — greutatea volumetrică.

Această relație relevă faptul că dezechilibrarea câmpului de eforturi unitare ale rocii din jurul golului subteran și în special din tavanul unei astfel de lucrări subterane nu depinde de adâncimea lucrării și nici de grosimea pachetului de roci de deasupra lucrării.

Dacă necunoscutele din relația de mai sus sînt l și d , atunci:

$$l = q \cdot \frac{d}{d-q}, \quad (3.109)$$

$$\text{în care: } q = \frac{2 \cdot \tau_{rf}}{\gamma_a}. \quad (3.110)$$

Studiind variația lui l , față de valoarea d , rezultă:

d	0	q	$-\infty$
l	0	$+\infty$	q

Din relațiile stabilite de H. Börger reiese deci că într-o formație de rocă cu caracteristici fizico-mecanice apropiate de un mediu omogen, lungimea unei camere în condiții de echilibru poate să fie infinit de mare pentru o deschidere pînă la o valoare maximă $d=q$, la care mărirea eforturilor unitare (presiuni) manifestate în tavanul lucrării să nu depășească rezistența la forfecare a rocii.

Luind $\tau_{rf}=50 \text{ tf/m}^2$ și $\gamma_a=2,2 \text{ tf/m}^3$, Börger a stabilit că pentru o deschidere pînă la 45 m lungimea unei camere poate fi infinit de mare într-un zăcămint de sare.

Practic, presiunile (și deformațiile corespunzătoare) care se manifestă în tavanul lucrării subterane, de obicei săpate în roci anizotrope și discontinue, prezintă valori ce variază în lungul acestora.

În cazul solicitării masei de roci din jurul golului subteran cauzată de dezechilibrarea cimpului de eforturi unitare (solicitarea activă a

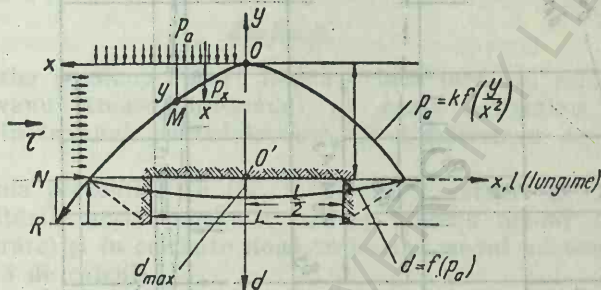


Fig. 3.71. Curba de presiune (bolta de echilibru) în condițiile de apariție numai a eforturilor de compresie (în tavanul unei lucrări subterane) după M.M. Protodiakonov:

p_a — presiunea rocii; d — curba deformațiilor.

rocii), unele teorii din literatura de specialitate (teoria lui M.M. Protodiakonov) admit faptul că presiunile manifestate în tavanul lucrării subterane și într-un plan transversal se distribuie după o curbă parabolică (bolta de echilibru).

Admițind un tronson-modul de galerie subterană cu lungimea L egală cu deschiderea ei, presiunile ce se manifestă în tavanul acesteia se dezvoltă după curba arătată în fig. 3.71.

Curba este descrisă de relația:

$$y = \frac{p_a}{2T} \cdot x^2 \quad (3.111)$$

de unde: $p_a = 2T \frac{y}{x^2}$.

Notînd: $2T=k$, rezultă:

$$p_a = k \left(\frac{y}{x^2} \right). \quad (3.112)$$

În figura 3.71, T este împingerea orizontală; d_{max} — săgeata bolții; L — lungimea tronsonului modul; p_a — sarcina verticală a masivului

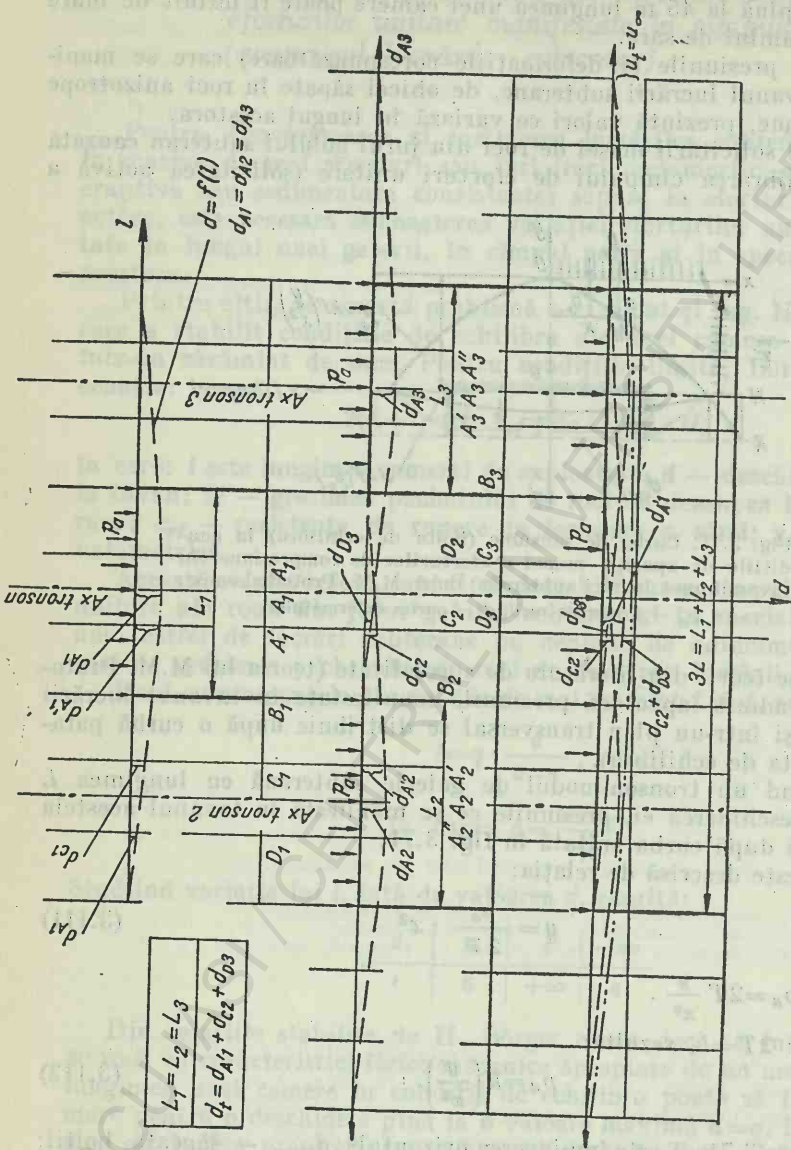


Fig. 3.72. Determinarea distribuției deformabilității longitudinale a rocii în tavanul unei galerii subterane supusă la solicitări active:

A, B, C, D — planuri de măsurare a deformabilității; p_a — presiunea rocii manifestată în tavanul galeriei subterane; L_1, L_2, L_3 — lungimile tronșoanelor — modul de galerie 1, 2 și 3. 1 — lungimea galeriei; d — deformarea tavanului galeriei în urma manifestării presiunii p_a ; dA, dB etc. — mărimea deformațiilor în planurile de măsurare A, B etc.; d_1 — deformația maximă aproximativă pentru o lungime infinită a galeriei.

de rocă pe unitatea de proiecție orizontală a bolții (impingerea activă asupra tavanului lucrării subterane).

Deformațiile limită ale pereților galeriilor subterane sub acțiunea eforturilor unitare din câmpul activ, în cazul unui tronson de lungime infinită se asimilează cu deformațiile limită stabilite pentru galeriile circulare sub presiune interioară și lungime infinită (v. par. 2.4.1.1a). Mărimea și distribuția deformațiilor limită generală de eforturile unitare din câmpul activ sînt arătate în fig. 3.72.

Distribuția longitudinală a deformațiilor în acest caz va fi:

$$d=f(p_a).$$

Avînd curba presiune-tasare pentru o rocă tare sau semitare care formează tavanul tronsonului-modul, se poate determina presiunea manifestată în tavanul acestui tronson, prin măsurarea deformațiilor obținute.

Din schema prezentată în fig. 3.72 rezultă curbele de deformație pentru solicitările active obținute într-un tronson modul 1 (tronson real de măsurare) și în celelalte două tronsoane modul adiacente (tronsoanele 2 și 3 de calcul).

Reiese că deformația maximă obținută în urma manifestării presiunii în tavanul unui tronson cu lungime infinit mare este $d_{\infty}=d_l=$
 $=dA'_1+dC_2+dD_3$. Știind că $dC_2+dD_3=dC_1+dD_1$ și că dC_1+dD_1 poate fi circa 10—25% din deformația măsurată în planul A'_1 , ar rezulta că presiunea maximă manifestată în tavanul unei galerii subterane cu lungime infinită este cea corespunzătoare planului de măsură A'_1 , la care se adaugă 10—25% din valoarea ei. Aceasta este bineînțeles valabil numai în situația cînd curba presiune-tasare este o funcție liniară sau asimilat liniară.

Bibliografie

1. Alexander, I. G. *Field and laboratory test in rock mechanics*, Proceedings 3rd Australia, New Zealand Conference on Soil Mechanic and Found. Eng. 1960.
2. Georgescu, D. și Savin, F. *Metode și aparatură pentru determinarea presiunilor active manifestate în lucrările subterane*, partea I, Rev. Minelor, nr. 12, 1967 și partea II, Rev. Minelor, nr. 7, 1968.
3. Gray, M. și Toews, A. *Analysis of accuracy in the determination of the ground stress tensor by means of borehole devices*, Fuels and Mining Practice Division, Divisional Report FMP 67/28-MRL (Dept. of Energy Min. and Resource Canada), 1967.

4. Hiraniatsu, Y. și Oka, Y. *Determination of the stress in rock unaffected by boreholes or drifts, from measured strains or deformations*, Intern. Journal Rock. Mec. Min. Sci. vol. 5, 1968.
5. Janod, A. și Mermin, P. *La mesure des caracteristiques des roches en place à l'aide du dilatomètre à verin cylindrique*. Travaux u-237, 1954.
6. Kuntz, F. ș. a. *Osnovnye problemi mekhaniki gornih porod i puti ih reseniia*, Viniti. Itoghi nauki i tehniki, seria Gornoe Delo, 1967.
7. Leeman, E. R. ș. a. *A technique for determining the complete state of stress in rock using a single borehole*. Proc. of the first Congress of the Int. Soc. of Rock Mec. Lisboa, 1966.
8. Leeman, E. R. *The „doorstoper“ and triaxial rock stress measuring instruments developed by C.S.I.R.*, Journ. of the South African Instit. of Min. and Metal., febr. 1969.
9. Madan, M. Singh, ș. a. *Photoelastic devices for mining*. Engineering and Mining Journal, dec. 1965.
10. Marcel Marm, ș. a. *Connaissance mécanique du roche par sondages et saignées*, Neuvième Congress des Grands Barrages. Istanbul 1967, Rep. 44, Ques. 32.
11. Ménard, L. *Anwendung des Prestiometerverfahrens zur Untersuchung von Gebirgen*, Felsmechanik und Ingenieur Geologie, vol. IV, 2/1966.
12. Oka, Y. ș. a. *A means of determining the complete state of stress in a single borehole*, Int. J. Rock Mec. Min. Sci. vol. 7 1970.
13. Paraschiv, V. ș. a. *Aparate de măsură pentru studiul regimului de presiune în abataje, utilizate în cercelările efectuate de ICEMIN*, Rev. Minelor nr. 12, 1967.
14. Roberts, A. *Stress determination around mining excavations*, Mining Magazine, nr. 2 și 3, 1967.
15. Rocha, M. ș. a. *A new method for the complete determination of the state of stress in rock masses*. Memorie nr. 329. Laboratório Nacional de Engenharia Civil Lisboa, 1969.
16. Rocha, M. ș. a. *A new technique for applying the method of the flat jack in the determination of stresses inside rock masses*. Proceed. of the first Congr. of the I.S.R.M. Lisboa, 1966.
17. Stamatiu, M. *Mecanica rocilor*, București, 1962.
18. Tineellin, M. ș. a. *Pressions et mouvements des terrains. Exemple d'application des mesures de pressions de terrain, entreprises dans les mines de fer de Lorraine*, Annales de l'Inst. Techn. du Batim. et des Trav. Publ. nr. 125, 1958.
19. Thayer, D. P. ș. a. *Properties of rock at underground powerhouse Groville dam*, 8th Int. Congr. on Large Dams, Edinburgh, 1964, rep. 3, Quest. 28.
20. Zaruba, G. ș. a. *Tunelele hidrotehnice ale uzinelor hidroelectrice*, Moscova, 1962.
21. * * * *Proceedings of the Intern. Conference, State of stress in the earth's crust*. Measur-remants. New York, 1964.

4. Determinarea caracteristicilor mecanice ale rocilor prin metode corelative*

Se consideră metode corelative acele metode de investigare și determinare a proprietăților mecanice ale rocilor care se folosesc în practica încercărilor în corelare cu metodele clasice. Astfel de metode au fost inițiate în scopul eliminării, cel puțin în parte, a metodelor clasice de determinări în laborator sau în situ, care, deși furnizează date mai concludente, necesită în unele situații o aparatură mai completă și cheltuieli mari.

Deci datele obținute prin metodele corelative completează datele obținute prin metodele clasice, prin interpolare sau extrapolare. Datorită utilizării unei aparaturi mai simple, mai ușor de manevrat și transportat, precum și afectării unui timp de cercetare mai redus, metodele corelative se dovedesc eficiente. Mai mult, în unele cazuri (de exemplu, în cazul imposibilității prelevării unor probe netulburate sau la traversarea unor straturi dure ș. a.), aceste metode de investigare dau rezultate ce nu se pot obține prin metodologia clasică [14].

În faza proiectului de ansamblu sau a sarcinii de proiectare metodele corelative furnizează parametri fizico-mecanici estimativi cu cheltuieli minime și în timp redus.

În schimb datele obținute prin aceste metode necesită o interpretare judicioasă, ținând seama și de faptul că relațiile dintre parametrii obținuți prin metodele clasice și parametrii obținuți prin metode corelative sînt, de multe ori, empirice.

Ca metode corelative utilizate în practică se menționează:

- încercarea la penetrare statică și dinamică;
- încercarea la tăiere rotativă;
- încercări combinate.

De menționat este faptul că încercarea la tăiere rotativă furnizează date a căror precizie situează această metodă în rîndul metodelor directe.

*Metodele descrise în acest capitol se pot încadra în acele determinări în care rocile se află într-o stare de solicitare pasivă, la fel ca și metodele descrise în cap. 2 (vezi p. 77).

Domeniul de investigare în care aceste metode s-au dovedit eficiente (datorită capacității de investigare) îl constituie terenurile formate din roci pelitice și detritice (nisipoase-argiloase).

În cele ce urmează se vor descrie mai detaliat metodele de penetrare statică și tăierea rotativă, cele mai folosite în practica încercărilor pentru determinarea proprietăților mecanice ale rocilor.

4.1. Metode de determinare la penetrare statică (continuă)

Penetrarea statică definește acțiunea continuă de pătrundere în masa rocilor, la sarcina de rupere a stării limită de echilibru P , pentru nivelele traversate.

Pătrunderea se realizează cu elemente metalice, de obicei de formă conică, care constituie sondă de penetrare. Pătrunderea sondei de penetrare în masa rocii întîmpină, de-a lungul nivelurilor traversate, atît rezistențe la penetrare statică pe suprafața conului metalic R_{pc} , cît și rezistențe la frecare laterală R_{pm} (mobilizate pe mantaua tuburilor protectoare, în cazul penetrărilor în adîncime), rezistențe care variază cu structura rocii. Măsurarea acestor doi parametri mecanici ai rocii permite determinarea unor caracteristici mecanice utile în stabilirea condițiilor de fundare pentru fundații adînci și fundații cu adîncime redusă.

Distribuția eforturilor unitare în zona de penetrare din masa rocii sub acțiunea de pătrundere continuă a unei sonde de penetrare caracterizează acest tip de solicitare în starea axial simetrică.

Penetrometria statică, ca metodă de investigare a proprietăților mecanice ale rocii, corelată sau necorelată cu metodele clasice de încercare, este larg folosită în alte țări, în special datorită faptului că este puțin costisitoare, necesită o aparatură simplă, ușor de manevrat, iar determinarea se face într-un timp mai scurt.

Din acest considerent, în cele ce urmează, se va descrie mai pe larg această metodă de încercare, arătînd domeniul de utilizare și sistemul de interpretare, atît în laborator cît și in situ.

4.1.1. Metode de determinare în laborator și in situ pe adîncimi reduse

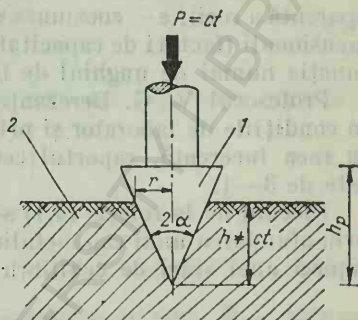
4.1.1.1. Principii și formule de calcul

Încercarea la penetrare în laborator pe probe de rocă 2 (fig. 4.1) recoltate din teren se face prin afundarea sub sarcină constantă ($P = \text{const}$) a unui con metalic 1 pe o adîncime variabilă ($h \neq \text{const}$), care nu întrece

înălțimea capului conic h_p . Deci $h_p \geq h$ (h fiind adîncimea de penetrare, de ordinul de 30 mm).

La încercările de penetrare în situ pe adîncimi reduse, afundarea capului conic h_p întrece înălțimea acestuia, însă pe adîncimi reduse. În aceste situații, mărimea forței de penetrare nu este constantă, iar adîncimea de penetrare la încărcare este constantă.

Diferiți autori au ajuns la concluzia că valorile rezistențelor la penetrare obținute prin încercarea la penetrare în situ a terenurilor se diferențiază pe două zone distincte. În prima zonă, de la suprafață și pînă la o adîncime redusă, rezistența la penetrare sub capul conic al penetrometrului înregistrează valori care cresc cu adîncimea. De la adîncimea care marchează a doua zonă, rezistențele la penetrare a rocii sub capul conic înregistrează valori aproximativ constante.



4.1. Încercarea la penetrare în laborator a rocilor detritice și pelitice.

Astfel, De Beer [8], în urma unui număr mare de încercări comparative la penetrare a rocilor în situ cu conuri metalice, avînd la bază diametrul de 36 și respectiv 50,5 mm, atrage atenția asupra faptului că valorile rezistențelor la penetrare înregistrează creșteri foarte rapide pe o adîncime de circa 40—60 cm. El pune acest fenomen pe seama faptului că starea de solicitare a conului metalic al penetrometrului se modifică în mod gradat, de la solicitarea de suprafață la o solicitare în adîncime.

Kerisel, în urma încercărilor experimentale de la Saint-Remy-les-Chevreuse, efectuate cu penetrometre de diferite diametre, asupra unor medii nisipoase de densități variabile, plasate în cuve de dimensiuni mari, a demonstrat că eforturile înregistrate sub capul conic cu diametrul bazei de 45 mm au valori crescînde pînă la o adîncime de 1—1,5 m, după care rămîn constante.

Din cele de mai sus reiese că încercările de penetrare în laborator și cele efectuate în situ pe adîncimi reduse comportă formule de calcul diferite de formulele folosite în încercările de penetrare în sonde. Pentru stabilirea unor astfel de formule s-a plecat de la starea de echilibru limită într-un masiv de roci pelitice-detritice (pămînturi), stare definită de ecuațiile de bază ale lui Sokolovski conform teoriei stării limită de eforturi.

Pentru cazul unui sistem de încărcare limită axial-simetrică (cazul solicitării rocilor la penetrare) referit în coordonate cilindrice, s-a stabilit expresia sarcinii limită dată în următoarea formulă (13):

$$P_{cr} = r^2 \pi (A \gamma_a r + B q + C c), \quad (4.1)$$

în care r este raza elementului de încărcare: γ_a — greutatea specifică aparentă a rocii; c — coeziunea rocii disperse; A, B, C sînt coeficienți adimensionali (factori de capacitate portantă, conf. formulelor lui Terzaghi) funcție numai de unghiul de frecare interioară al rocii.

Profesorul V. G. Berezanțev arată, în urma cercetărilor făcute, că în condițiile de laborator și prin efectuarea unei penetrări de max. 5 cm, în roca încercată, raportul coeficienților A/C din ecuația de mai sus este de 3—4.

Plecînd de la relația (4.1) s-a stabilit că sarcina critică de penetrare prin afundarea unui cap metalic de formă conică într-o rocă sedimentară supusă unei stări de echilibru limită este dată de următoarea relație:

$$P_{cr} = \pi r^2 (A \gamma_a r + C c). \quad (4.2)$$

Reiese că valoarea acestei sarcini critice este dată de formula (4.2), în care coeficientul $B=0$ (adică coeficientul de adîncime înfîlînit în formula capacității portante dată de Terzaghi)

În urma încercărilor experimentale, făcute prin afundarea în nisip a unui cilindru cu baza plană și a unui cap conic cu diametrul bazei de 3,65 cm și unghiul la vîrf al conului $\alpha = 60^\circ$, V.A. Iaroșenko a observat că zona în echilibru limită de sub elementul de penetrare apare neschimbată în ambele cazuri, fapt ce a făcut să se considere că adoptarea formulei (4.2) pentru cazul penetrărilor pe adîncimi reduse este justificată.

Exprimînd raza r a capului de penetrare din formula (4.2) în funcție de înălțimea acestuia h , și în funcție de unghiul de deschidere a conului α , rezultă:

$$P_{cr} = A_0 \gamma_a \cdot h^3 + C_0 c \cdot h^2 \text{ [tf]} \quad (4.3)$$

unde

$$A_0 = A \cdot \pi \cdot \operatorname{tg}^3 \frac{\alpha}{2};$$

$$C_0 = C \cdot \pi \cdot \operatorname{tg}^2 \frac{\alpha}{2}.$$

Expresia (4.3) capătă valori funcție de natura litologică a rocii încercate.

Rezistența la penetrare pe con în roci omogene

În cele ce urmează, valorile expresiei (4.3) se consideră pentru o stratificație omogenă.

În cazul rocilor argiloase coezive, la care parametrul unghiului de frecare internă se consideră că tinde către zero ($\varphi \rightarrow 0$) forța de penetrare este:

$$P = C_0 \cdot c \cdot h^2 \quad [\text{tf}], \quad (4.4)$$

în care coeficientul $A_0 = 0$.

Notînd rezistența specifică la penetrare pe con R_{pc} prin raportul:

$$R_{pc} = \frac{P}{h^2} \quad [\text{tf/m}^2], \quad (4.5)$$

rezultă că:

$$R_{pc} = C_0 c. \quad (4.6)$$

În acest caz, rezistența specifică la penetrare pe con, R_{pc} , într-un mediu dispers argilos omogen și izotrop este constantă, nedepinzînd de nici o variabilă. Se consideră că coeziunea c este constantă.

În unele țări, unghiul de deschidere a capului conic de penetrare este standardizat. Astfel în U.R.S.S. prin standardul GOST 5184-64, unghiul de deschidere standardizat este de 30° . În aceste condiții, rezistența specifică la penetrare pe con este cea corespunzătoare unghiului standardizat.

Razorenov notează cu q_{pc} rezistența specifică la penetrare pentru unghiuri nestandardizate α_i . Considerînd cele două mărimi ale rezistenței specifice la penetrare funcție de unghiul capului conic de penetrare ar rezulta:

$$R_{pc} \cdot \alpha_{30^\circ} = q_{pc} \cdot \alpha_i \quad (4.7)$$

de unde $R_{pc} = \frac{\alpha_{30^\circ}}{\alpha_i} \cdot q_{pc}$.

Raportul $\frac{\alpha_{30^\circ}}{\alpha_i}$ se notează cu K_α și se numește *coeficient de proporționalitate între unghiuri*.

În terenurile prăfoase argiloase, la care unghiul de frecare interioră $\varphi = 10...15^\circ$,

$$R_{pc} = A_0 \gamma_a h + C_0 \cdot c \quad [\text{tf/m}^2]. \quad (4.8)$$

În această expresie, rezistența specifică la penetrare pe con R_{pc} este funcție de adîncimea h . Dacă penetrarea este făcută pînă la 25 cm

adâncime, în cazul nisipurilor prăfoase, atunci raportul $A_0 \gamma_a \cdot h/R_{pc}$ poate fi luat constant, deoarece valoarea lui nu întrece 15%.

În cazul mediilor nisipoase la care coeziunea tinde către zero, expresia (4.8) devine:

$$R_{pc} = A_0 \gamma_a h. \quad (4.9)$$

Pentru ca valoarea rezistenței la penetrare R_{pc} din (4.9) să se exprime printr-o constantă (pentru ca formula să devină omogenă), aceasta se înlocuiește prin indicele de penetrare specifică pe con I_{pc} sau prin indicele total de penetrare pe con I_{0pc} , adică:

$$I_{pc} = \frac{P}{h^3}; \quad (4.10)$$

$$I_{0pc} = \frac{P}{\gamma_a h^3}. \quad (4.11)$$

Față de relațiile de mai sus, formulele (4.10) și (4.11) devin:

$$I_{pc} = A_0 \cdot \gamma_a \quad \text{sau} \quad (4.12)$$

$$I_{0pc} = A_0. \quad (4.13)$$

Dacă rocile coezive sau necozive încercate în laborator sînt omogene, parametrii R_{pc} și I_{pc} sînt constanți, conform relațiilor de mai sus.

În încercările de laborator executate pe probe tulburate se obișnuiește ca rezistența la penetrare pe con să se exprime prin coeficientul de penetrare C_{p0}

$$C_{p0} = \frac{R_{pc}}{R_{cc}} \quad (4.14)$$

unde R_{cc} este rezistența la penetrare pe con a probei tulburate la limita de curgere. În literatură [17], valoarea acesteia este de 0,076 kgf/cm².

Se obișnuiește să se determine și rezistența la penetrare pe con la limita inferioară de plasticitate, notată cu R_{cp} , și a cărei valoare dată în literatură tot pentru probe tulburate este de 1,9 kgf/cm².

Efectuîndu-se în laborator o încercare la penetrare pe o probă de rocă coezivă sau slab coezivă tulburată, cu o stratificație omogenă, sau o încercare in situ pe adîncimi reduse, rezultatele încercărilor se înscriu pe un grafic cu coordonatele P, h^2 , conform relației (4.6), de unde poate rezulta caracterul constant al rezistenței specifice la penetrare pe con R_{pc} . Curba R_{pc} se construiește cu ajutorul următoarei relații:

$$R_{pc} = \frac{P - P_0}{h^2} \text{ [kgf/cm}^2\text{]} \quad (4.15)$$

sau

$$R_{pc} = \frac{P_1 - P_0}{h_1^2 - h_0^2} \quad (4.15')$$

în care: P_0 este încărcarea inițială dată prin greutatea proprie a conului de penetrare (greutatea aparaturii de penetrare);

P — treptele de încărcare P_1, P_2 etc. care pot fi multiplu de 0,5 kg;

h^2 — adâncimile de penetrare la pătrat h_1^2, h_2^2 etc. înregistrate la nivelul treptelor de încărcare corespunzătoare.

În fig. 4.2 se dă graficul curbelor R_{pc} pentru încercarea la penetrare pe 6 probe tulburate de roci coezive sau slab coezive.

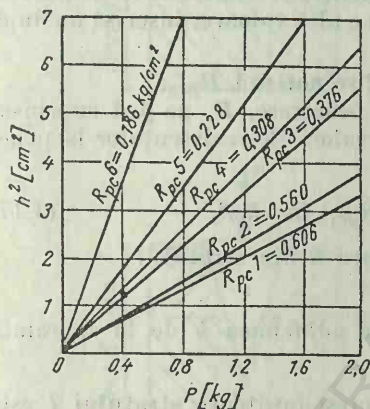


Fig. 4.2. Curbele rezistențelor specifice la penetrare în laborator pe probe de nisipuri argiloase și argile cu structuri tulburate și saturate (după Razorenov).

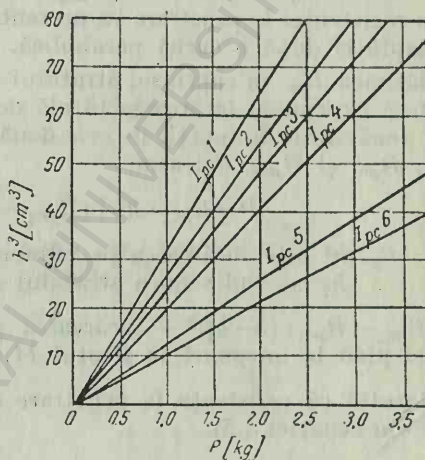


Fig. 4.3. Curbele indicilor de penetrare I_{pc} în laborator pe nisipuri (după Razorenov).

Încercarea	1	2	3	4	5	6
I_{pc}	18,5	23,7	25,7	29,6	46,4	52,0
$\gamma_a, g/cm^3$	1,54	1,53	1,58	1,57	1,66	1,70

Formula de construire a curbelor indicelui de penetrare pe con I_{pc} în urma rezultatelor de încercare în laborator pe probe de roci coezive omogene este asemănătoare cu relația (4.15):

$$I_{pc} = \frac{P - P_0}{h^3} \quad [kg/cm^3]. \quad (4.16)$$

În fig. 4.3 se dă graficul indicelui de penetrare pe con pentru încercarea pe 6 probe de nisip.

Rezistența la penetrare pe con în roci stratificate.

Cînd roca (recoltată din teren, sau aflată în situ în cazul încercărilor la penetrare pe adîncimi reduse) prezintă două sau mai multe stratificații, atunci valorile rezistenței la penetrare pe con R_{pc} sau ale indicelui la penetrare pe con I_{pc} (cazul probelor de teren necoezive) nu sînt constante pe toată adîncimea probei, ci variază în funcție de numărul straturilor, traversate de penetrometru. Să considerăm cazul cel mai simplu, anume cazul unei probe alcătuite din două strate. Prin pătrunderea capului conic al penetrometrului la diferite adîncimi (fig. 4.4), în stratul I se va înregistra pentru R_{pc} o valoare constantă, care în figură reprezintă dreapta notată cu R_{pc1} . La diferitele adîncimi în stratul 2, curba rezistenței la penetrare va prezenta o altă valoare, înscrisă nu după o dreaptă ci după o curbă parabolică.

Mărimea R_{pc} în cuprinsul stratului 2 se notează R_{pc2} .

Dacă exprimăm încărcarea totală de penetrare, P , pe [tot cuprinsul celor două strate în funcție de cele două valori ale rezistențelor la penetrare, R_{pc1} și R_{pc2} , obținem:

$$P = R_{pc1} \cdot h^2 + (R_{pc2} - R_{pc1}) (h - h_1)^2, \quad (4.17)$$

unde: $R_{pc1} h^2$ este încărcarea pe adîncimea h din stratul I;
 h_1 — adîncimea stratului I;

$(R_{pc2} - R_{pc1}) (h - h_1)^2$ — încărcarea pe adîncimea h de la suprafața probei pînă la un punct în stratul II.

Rezultă că rezistența la penetrare corespunzătoare stratului I este (conform ecuației 4.5):

$$R_{pc1} = \frac{P_1}{h_1^2}, \quad (4.18)$$

unde P_1 este încărcarea de penetrare pe cuprinsul stratului I.

Rezistența la penetrare corespunzătoare stratului II este:

$$R_{pc2} = \frac{P_2}{(h - h_1)^2}, \quad (4.19)$$

unde h este adîncimea de penetrare a capului metalic conic în stratul II.

Determinarea propriu-zisă a rezistențelor specifice la penetrare pe con în cele două strate se face prin prelucrarea datelor de laborator cu ajutorul a două metode:

1. *Metoda alegerii prealabile a adîncimii primului strat (h_1).* Această metodă se folosește atunci cînd se observă clar punctul de convergență

a dreptei cu parabola (fig. 4.4 b). În acest caz se determină mai întâi expresia care să dea valoarea încărcării P_2 funcție de încărcările P și P_1 ale căror valori sînt date în formulele (4.17) și (4.18).

$$\text{Se găsește astfel că: } P_2 = P + P_1 - 2R_{pc1} \cdot h_1 h. \quad (4.20)$$

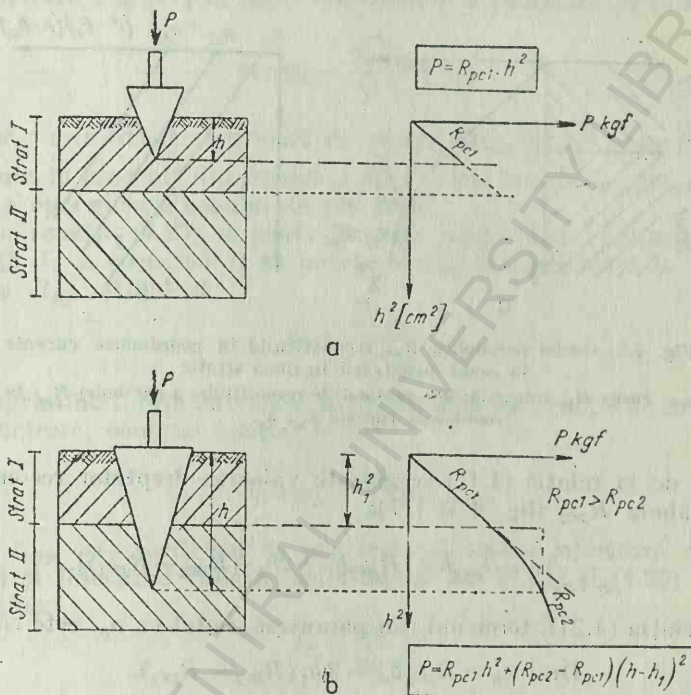


Fig. 4.4. Schema distribuției rezistențelor la penetrare pe con în roci stratificate: a — penetrarea la o adîncime h în stratul I; b — penetrarea la o adîncime h în stratul II.

Făcînd înlocuirile valorilor P și P_1 din relațiile (4.17) și (4.18) în (4.20) se observă că:

$$R_{pc2} = \frac{P_2}{(h-h_1)^2} \text{ [kg/cm}^2\text{]}.$$

Prin identificarea adîncimii h_1 rezultă și valoarea R_{pc1} , conform relației (4.18).

2. Metoda determinării prealabile a rezistenței la penetrarea celui de-al doilea strat. Această metodă se folosește în cazul cînd curba R_{pe} de-a lungul celor două strate nu are un punct clar de convergență.

Se reconstituie curba parabolică (R_{pc2}) în coordonate curente alese arbitrar, P_a și h_a , la diferite adâncimi h ale parabolei.

Să presupunem că se face încercarea la penetrare pe o probă constituită din două strate, conform fig. 4.5. Pe curba parabolică se aleg arbitrar 3 puncte (1, 2, 3) de coordonate P_{a1}, h_{a1} ; P_{a2}, h_{a2} ; P_{a3}, h_{a3} .

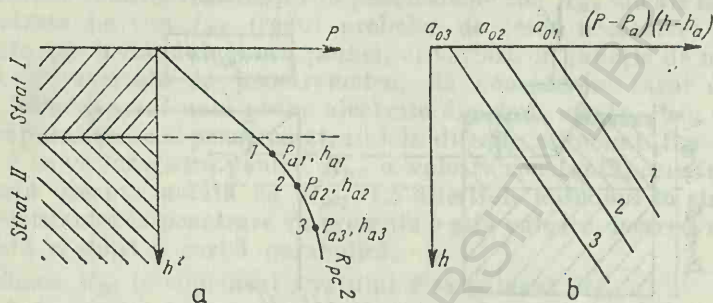


Fig. 4.5. Curba parabolică R_{pc} reconstituită în coordonate curente în cazul penetrării în două strate:

a — curba R_{pc} integrală; b — graficul de reconstituire a parabolei R_{pc} în coordonate curente P_a, h_a .

Plecînd de la relația (4.17) se găsește valoarea dreptelor reconstituite din parabola R_{pc2} (fig. 4.5) [17]:

$$\frac{P-P_a}{h-h_a} = R_{pc2}h + [R_{pc2}h_a - 2h_1 \cdot (R_{pc2} - R_{pc1})]. \quad (4.21)$$

În relația (4.21), termenul din paranteză, notat cu a_0 , este constant.

$$\text{Deci } a_0 = R_{pc2}h_a - 2h_1(R_{pc2} - R_{pc1}). \quad (4.21')$$

Din relația (4.21') se determină coeficientul a_0 după care se află adîncimea h_1 :

$$h_1 = \frac{a_0 - R_{pc2} \cdot h_a}{2(R_{pc2} - R_{pc1})}. \quad (4.22)$$

În acest fel se determină R_{pc1} și R_{pc2} .

Determinarea parametrilor mecanici cu ajutorul rezistenței la penetrare pe con

Prin încercări de penetrare a rocilor în laborator se pot obține diferiți parametri mecanici, determinați în mod obișnuit cu ajutorul metodelor clasice. Ținînd seamă de importanța unora dintre parametrii

fizici ai rocii, se vor aminti procedeele de determinare și a acestora prin încercări de penetrare în laborator.

Determinarea indicelui de consistență I_c în roci coezive și slab coezive. Prin deducții teoretice și numeroase verificări experimentale, Razorenov a dedus relația între umiditatea naturală w și coeficientul de penetrare C_{p0} [17] în cazul încercărilor la penetrare pe probe netulburate:

$$w = w_L - \frac{\gamma_w}{r_0} \log C_{p0}, \quad (4.23)$$

unde w_L este limita superioară de plasticitate, iar $\frac{\gamma_w}{r_0}$ — un parametru exprimat în procente din greutatea apei și care funcție de greutatea specifică a apei și raza conului de penetrare.

Din ecuația (4.23) se poate formula relația între indicele de consistență I_c și coeficientul de penetrare C_{p0} sau rezistența la penetrare pe con R_{pc} , știind că:

$$I_c = \frac{w - w_L}{w_L - w_p}. \quad (4.24)$$

Exprimînd limita inferioară de plasticitate w_p , funcție de coeficientul de penetrare, conform relației (4.23),

$$w_p = w_L - \frac{\gamma_w}{r_0} \log C_{pp}, \quad (4.25)$$

(unde C_{pp} este coeficient de penetrare la limita inferioară de plasticitate) și înlocuind valorile umidităților din (4.23) și (4.25) în (4.24) se obține:

$$I_c = \frac{\log C_{p0}}{\log C_{pp}}. \quad (4.26)$$

Dacă, conform relației (4.14), $C_{pp} = \frac{R_{cp}}{R_{cc}}$ și dacă înlocuim R_{cp} și R_{cc} prin valorile lor, adică $C_{pp} = \frac{1,9}{0,076} = 25$, atunci indicele de consistență I_c funcție de coeficientul de penetrare C_{p0} din relația (4.26) este:

$$I_c = 0,715 \log C_{p0}. \quad (4.27)$$

Știind că

$$C_{p0} = \frac{R_{pc}}{R_{cc}} = R_{pc} \cdot \frac{1}{0,076} = R_{pc} \cdot 0,8, \quad (4.27')$$

atunci indicele de consistență I_c funcție de R_{pc} este:

$$I_c = 0,8 + 0,715 \log R_{pc}. \quad (4.28)$$

Pe baza unor valori experimentale și a relațiilor (4.27) și (4.28) s-a întocmit un grafic pentru determinarea rapidă a indicelui de consistență, funcție de valorile R_{pc} sau C_{p0} obținute (fig. 4.6).

Intersecția între ordonatele R_{pc} sau C_{p0} și dreapta de jos dă valoarea lui I_C , iar intersecția între aceleași ordonate și dreapta de sus dă valoarea $1-I_C$.

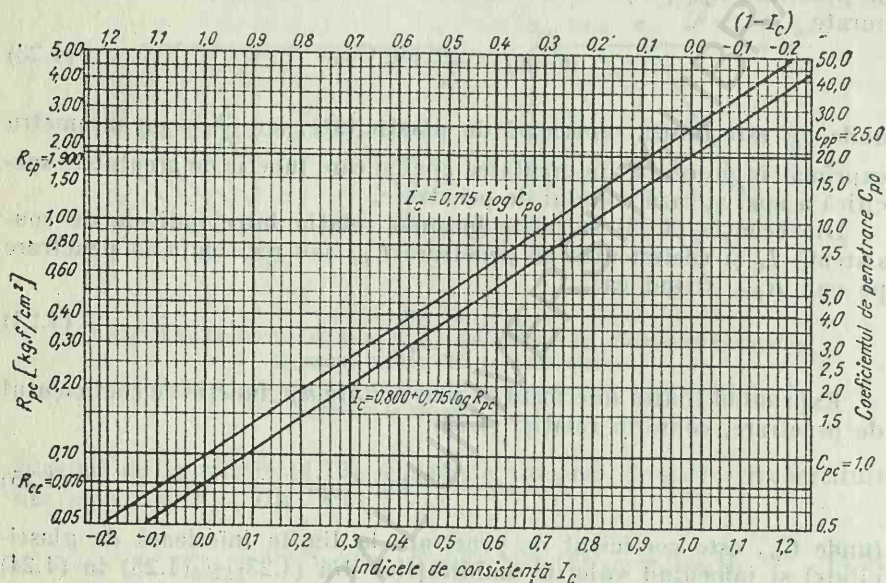


Fig. 4.6. Graficul, pentru determinarea indicelui de consistență funcție de rezistența la penetrare (R_{pc}) sau funcție de coeficientul de penetrare C_{p0} pentru roci cu structură tulburată:

R_{cc} — rezistența la penetrare pe con la limita superioară de plasticitate; R_{cp} — rezistența la penetrare pe con la limita inferioară de plasticitate; C_{pp} — coeficientul de penetrare pentru limita inferioară de plasticitate; C_{pc} — coeficientul de penetrare pentru limita superioară de plasticitate.

Razorenov a făcut o clasificare a rocilor argiloase funcție de valorile lui R_{pc} și C_{p0} (tabelul 4.1).

Determinarea indicelui de plasticitate în roci coezive și slab coezive. Pentru determinarea indicelui de plasticitate cu ajutorul rezultatelor încercărilor la penetrare pe probe de roci tulburate se pleacă de la formula indicelui de consistență I_C (4.24). Pentru determinarea indicelui de plasticitate trebuie cunoscută umiditatea probei de teren w .

În funcție de structura probei tulburate și de precizia încercării, indicele de plasticitate se poate determina prin una, două sau trei încercări la penetrare.

Tabelul 4.1. Clasificarea rocilor coezive după consistență în funcție de rezistența la penetrare pe con, R_{pc} și coeficientul de penetrare C_{p0}

Gradul de consistență	Indicele de consistență I_c	Rezistența la penetrare pe con, R_{pc} kgf/cm ²	Coeficientul de penetrare C_{p0}
Tari	> 0,0	> 1,900	> 25,0
Semitari	0,75–1,0	0,00–0,25	11,2–25,0
Cu plasticitate ridicată	0,50–0,75	0,38–0,85	5,0–11,20
Cu plasticitate redusă	0,25–0,50	0,17–0,38	2,2–5,00
Plastic curgătoare	0,00–0,25	0,076–0,17	1,0–2,20
Curgătoare	< 0,0	< 0,076	< 1,0

Determinarea printr-o singură încercare la penetrare. Indicele de plasticitate poate fi determinat printr-o singură încercare la penetrare într-o rocă omogenă. În acest caz se iau în considerare doi indici de consistență: un indice de consistență al rocii I_{CR} , cu umiditatea naturală w_R , și un alt indice de consistență empiric (de calcul) I_C avînd umiditatea naturală w :

$$I_{CR} = \frac{w_L - w_R}{I_p}; \quad (4.29)$$

$$I_C = \frac{w_L - w}{I_p}. \quad (4.30)$$

Pentru calculul indicelui de plasticitate se determină limita superioară de plasticitate. Se ajunge că:

$$w_L = \frac{w - \frac{w_R}{I_{CR}} \cdot I_C}{1 - \frac{I_C}{I_{CR}}} \cdot [\%]. \quad (4.31)$$

În urma unor încercări efectuate de către Boicenko asupra a 112 probe de rocă omogenă, s-au obținut pentru I_{CR} și w_R următoarele valori:

$$\frac{1}{I_{CR}} = 0,586; \quad w_R = 9,67\%; \quad \frac{w_R}{I_{CR}} = 5,67.$$

Introducînd aceste valori în (4.31) se obține valoarea limitei superioare de plasticitate:

$$w_L = \frac{w - 5,67 I_C}{1 - 0,586 I_C}. \quad (4.32)$$

Avînd cunoscute indicele de consistență (stabilit prin încercări la penetrare conform relației (4.28), umiditatea și limita superioară de plasticitate, se poate determina indicele de plasticitate cu formula cunoscută:

$$I_P = \frac{w_L - w}{I_C}. \quad (4.33)$$

w_L se mai poate determina și cu ajutorul nomogramei din fig. 4.7. Astfel avînd valoarea lui I_C (în abscisă) și umiditatea naturală w (în ordonată) se determină punctul de intersecție a , paralel la dreptele radiale w_L .

Determinarea prin două încercări la penetrare. Pentru determinarea indicelui de plasticitate prin această metodă se efectuează două încercări la penetrare pe două probe tulburate recoltate din aceeași formațiune. Mai întii se determină pentru ambele probe umiditățile w_1 și w_2 . Efectuîndu-se încercarea la penetrare se obțin două valori ale rezistenței la penetrare pe con R_{pc1} și R_{pc2} , care, exprimate prin coeficientul de penetrare, devin:

$$C_{p01} = \frac{R_{pc1}}{R_{cc1}} \text{ și } C_{p02} = \frac{R_{pc2}}{R_{cc2}}, \quad (4.34)$$

unde C_{p0} , R_{pc} și R_{cc} au semnificațiile din formula (4.27').

Conform relației (4.23) se obțin două ecuații:

$$w_1 = w_L - \frac{\gamma_w}{r_0} \log \frac{R_{pc1}}{R_{cc1}}; \quad (4.35 a)$$

$$w_2 = w_L - \frac{\gamma_w}{r_0} \log \frac{R_{pc2}}{R_{cc2}}. \quad (4.35 b)$$

Reducînd ecuația (4.35 b) din ecuația (4.35 a) și efectuînd simplificările posibile se obține:

$$\frac{\gamma_w}{r_0} = \frac{w_2 - w_1}{\log \frac{R_{pc2}}{R_{pc1}}}. \quad (4.36)$$

Exprimînd umiditatea la limita inferioară de plasticitate funcție de rezistența la penetrare pe con conform relației (4.35 a), se obține:

$$w_p = w_L - \frac{\gamma_w}{r_0} \log \frac{R_{cp}}{R_{cc}}, \quad (4.37)$$

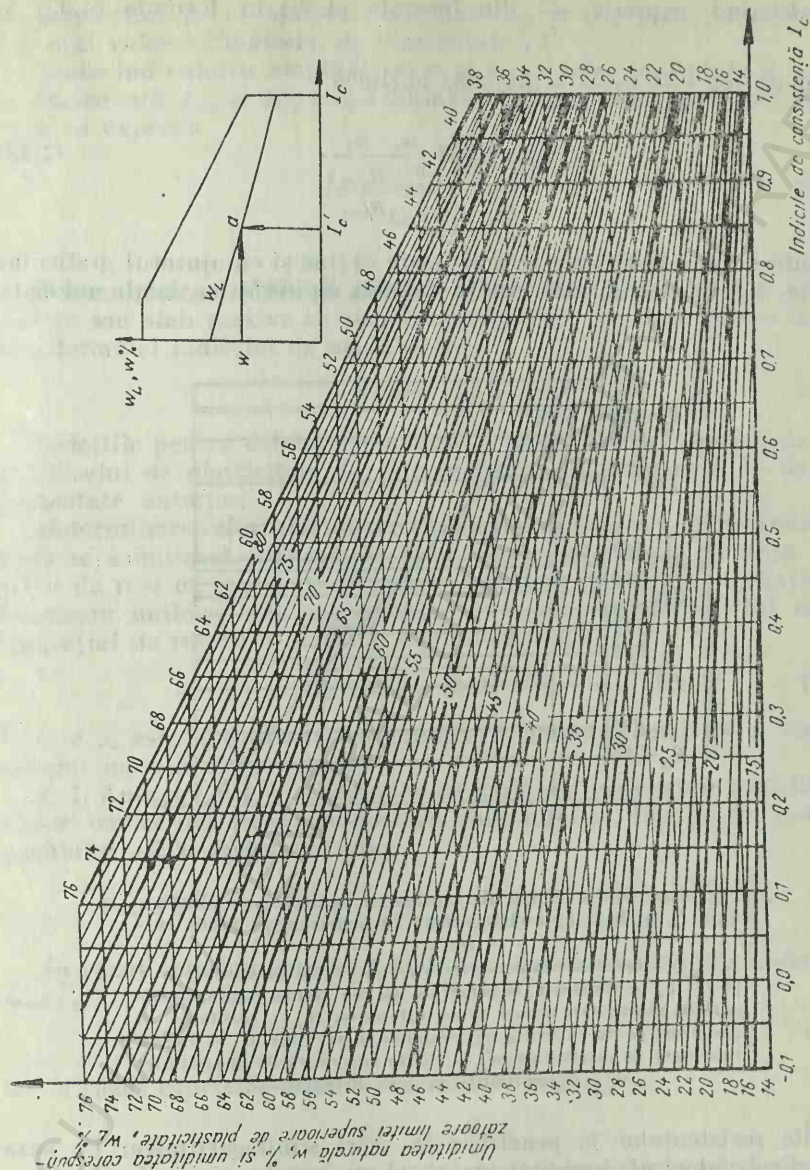


Fig. 4.7. Nomogramă radială pentru determinarea umidității naturale w sau a celei corespunzătoare limitei superioare de plasticitate w_L .

Înlocuind expresia $\frac{\gamma w}{r_0}$ din formula (4.36) în formula (4.37) și știind că $\log \frac{R_{cp}}{R_{cc}} = \frac{1.9}{0.076} = 1.398$, obținem:

$$I_p = 1.398 \frac{w_1 - w_2}{\log \frac{R_{cp2}}{R_{cp1}}} \quad (4.38)$$

Indicele de plasticitate se mai poate obține și cu ajutorul graficului din fig. 4.8 În abscisă sint trecute valorile umidităților, iar în ordonată

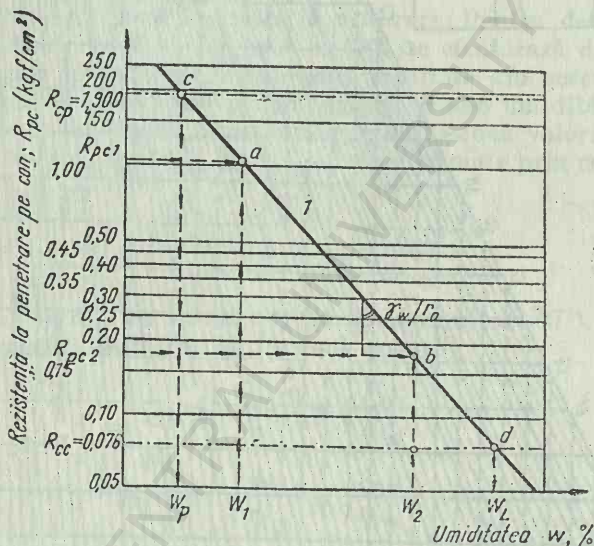


Fig. 4.8. Grafic pentru determinarea indicelui de plasticitate I_p pe baza a două încercări la penetrare pe probe tulburate:

$R_{pc1,2}$ — rezistența la penetrare pe con pentru determinările 1 și 2; R_{cc} — rezistența la penetrare pe con pentru limita superioară de plasticitate a unei probe tulburate; R_{pc} — rezistența la penetrare pe con la limita superioară de plasticitate; w_p — limita inferioară de plasticitate; w_L — limita superioară de plasticitate; $w_{1,2}$ — umiditățile naturale determinate.

valorile rezistențelor la penetrare în scări semilogaritmice. Pe baza celor două valori ale umidităților, w_1 și w_2 , precum și a valorilor R_{pc1} și R_{pc2} , se construiește dreapta I cu ajutorul punctelor a și b . Se pot

obține apoi valorile umidităților la limita inferioară w_P și superioară w_L de plasticitate cu ajutorul valorilor R_{cp} și R_{cc} prin punctele c și d și deci valoarea indicelui de plasticitate I_P .

Cunoscând valorile umidităților w_1 și w_2 ale celor două probe și indicii de consistență I_{C1} și I_{C2} (după formula 4.27) se mai poate determina I_P și cu expresia

$$I_P = \frac{w_1 - w_2}{I_{C1} \left(\frac{I_{C2}}{I_{C1}} - 1 \right)} \quad (4.39)$$

Determinarea umidității naturale. Umiditatea naturală w_1 a rocilor coezive sau slab coezive cu structură tulburată se poate determina pe baza formulei indicelui de consistență:

$$w = w_L - I_P I_C \quad (4.42)$$

Relațiile pentru determinarea limitei superioare de plasticitate w_L , a indicelui de plasticitate I_P și a indicelui de consistență I_C au fost prezentate anterior.

Determinarea efortului unitar tangențial de rupere τ_f în roci coezive. Dacă se asimilează pătrunderea unui cap metalic conic în masa unei astfel de roci cu starea de forfecare a acesteia (de cedare a eforturilor interioare unitare) după suprafețele de rupere, atunci efortul unitar tangențial de rupere τ_f poate fi dat de expresia:

$$\tau_f = \rho_\alpha R_{pc} \text{ [kgf/cm}^2\text{]}, \quad (4.43)$$

în care ρ_α este o constantă ce depinde de forma geometrică a virfului capului metalic de penetrare.

I. I. Agranov și I. P. Volarovici au găsit pentru capetele metalice cu virfuri conice următoarele valori ale constantei ρ_α , funcție de valoarea unghiului α al capului metalic:

Pentru	$\alpha =$	20°	30°	40°	45°	60°	80°	89° 20'
	$\rho_\alpha =$	2,07	0,959	0,533	0,416	0,214	0,099	0,083

În cazul folosirii capetelor metalice conice cu unghiuri standardizate,

$$\tau_f = \rho_{st} \cdot R_{pc}, \quad (4.44)$$

iar în cazul capetelor metalice cu diferite unghiuri α ,

$$\tau_f = \rho_\alpha \cdot R_{pc}. \quad (4.45)$$

Determinarea variației unghiului de frecare interioară φ . Conform relației (4.6), rezistența specifică la penetrare pe con R_{pc} în roci coezive

sau slab coezive este funcție de coeziunea c și de coeficientul C_0 , care la rîndul său este funcție de unghiul de frecare internă.

$$\text{Rezultă deci că } \frac{1}{C_0} = f(\varphi) = \frac{c}{R_{pc}}. \quad (4.46)$$

La o variație a unghiului de frecare interioară φ se stabilește o proporționalitate între funcția (4.46) și coeficientul K_φ , acesta din urmă exprimînd raportul dintre unghiul α al capului conic de penetrare și unghiul de frecare interioară φ al rocii.

Pentru determinarea variației unghiului de frecare internă într-un mediu coeziv sau slab coeziv încercat la penetrare s-a construit graficul din fig. 4.9, în care în ordonată sînt trecute valorile logaritmice ale rezistenței la penetrare pe con ($\log R_{pc}$), iar în abscisă valorile logaritmice ale coeficientului de proporționalitate K_φ .

Mărimea coeficientului de proporționalitate K_φ este dată de următoarea ecuație [17]:

$$\begin{aligned} \log K_\varphi &= -0,060 - \\ &- K_M \log \frac{R_{pc}}{R_\varphi}, \end{aligned} \quad (4.47)$$

în care: K_M este tangenta unghiului γ din fig. 4.9; R_φ — rezistența la penetrare pentru $\varphi=0^\circ$; R_{pc} — rezistența la penetrare determinată prin încercarea la penetrare a rocii.

Din grafic se vede că $R_\varphi=0,043 \text{ kgf/cm}^2$.

Dreptele funcției $K=f(R_{pc})$ sînt construite pe baza rezultatelor obținute în laborator pe probe netulburate (puncte pline) și pe probe tulburate (cerculețe) ale unor argile nisipoase loessoide de Poltava. Se pot construi astfel de grafice pentru oricare alt mediu dispers la

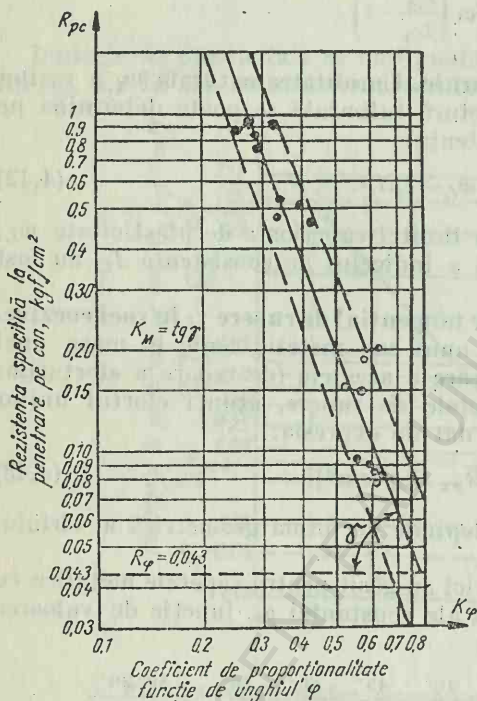


Fig. 4.9. Graficul variației unghiului de frecare interioară funcție de rezistența la penetrare pe con pentru roci coezive și slab coezive:

- — rezultatele încercărilor pe probe netulburate;
- — rezultatele încercărilor pe probe tulburate.

care urmează să se determine variația unghiului de frecare internă exprimată prin coeficientul K_{φ} .

Determinarea variației modulului de deformabilitate edometrică M . Între efortul unitar efectiv p din încercările uniaxiale edometrice și rezistența specifică la penetrare pe con R_{pc} , s-a stabilit următoarea relație:

$$p = K_S \left(\frac{S}{S_0} \right)^m, \quad (4.48)$$

în care: S este suprafața plăcii de încărcare în edometru; S_0 — suprafața unitară egală cu 1 cm^2 ; K_S — un coeficient proporțional cu valoarea lui R_{pc} ; m — un coeficient exponențial adimensional, funcție de consistența rocii și care variază foarte puțin cu valoarea lui R_{pc} .

Coeficientul K_S are următoarea mărime:

$$K_S = \frac{1}{K_p} R_{pc} \text{ [kgf/cm}^2\text{]}, \quad (4.48)$$

unde: K_p reprezintă o constantă funcție de mărimea și rigiditatea plăcii de încărcare.

Considerind că coeficientul m este constant, se poate găsi relația între modulele de deformabilitate a două probe (M_1 și M_2) și rezistențele la penetrare obținute pentru aceleași probe (R_{pc1} și R_{pc2}):

$$\frac{M_1}{M_2} = \frac{R_{pc1}}{R_{pc2}}. \quad (4.49)$$

Efectuind o încercare la compresiune uniaxială în edometru, și cunoscând rezistența la penetrare obținută printr-o astfel de încercare la aceeași probă, se poate obține, prin extrapolare, valoarea M_2 pentru o a doua probă din încercarea la penetrare și deci din cunoașterea mărimii R_{pc2} , conform relației de mai sus.

Determinarea gradului de îndesare I_D al rocilor necoezive. Se știe că în cazul formațiunilor nisipoase este necesară cunoașterea comportării acestora sub sarcină, prin determinarea gradului de îndesare I_D , care exprimă starea reală a indicelui porilor față de stările de îndesare maximă și minimă.

Folosind încercările la penetrare, gradul de îndesare I_D se poate determina cu ajutorul următoarei formule:

$$I_D = \frac{\frac{1}{\gamma_{s \min}} - \frac{1}{\gamma_s}}{\frac{1}{\gamma_{s \min}} - \frac{1}{\gamma_{s \max}}} = \frac{\log \frac{I_{pc}}{I_{pc \min}}}{\log \frac{I_{pc \max}}{I_{pc \min}}}, \quad (4.50)$$

în care: $\frac{1}{\gamma_s}$ este volumul specific al scheletului mineral (cm^3/kg) în stare naturală;

$\frac{1}{\gamma_{smax}}$ — idem în stare de îndesare maximă;

$\frac{1}{\gamma_{smin}}$ — idem în stare de îndesare minimă;

I_{pc} — indicele de penetrare pe con;

$I_{pc max}$ — idem pentru nisipul în stare maximă de îndesare;

$I_{pc min}$ — idem pentru nisipul în stare minimă de îndesare.

4.1.1.2. Aparatura și tehnologia de încercare

a. Penetrometre de laborator

Din punct de vedere constructiv, penetrometrele de laborator trebuie să răspundă următoarelor cerințe:

— sistemul de penetrare-măsurare să nu depășească greutatea de 0,05–0,10 kg;

— sistemul de penetrare-măsurare să aibă un locaș pentru greutatea pînă la 25–30 kg (trepte de măsurare);

— dispozitivul de măsurare să poată măsura adîncimi minime de 30 mm, cu o precizie de pînă la 1/10 mm;

— pierderile prin frecare ale sistemului de penetrare-măsurare să fie minime sau zero.

În cele ce urmează se vor descrie cîteva penetrometre de laborator mai practice.

Penetrometrul LP-1. Acest penetrometru de laborator, de construcție sovietică, prezintă caracteristici tehnice care îndeplinesc condițiile minime pentru obținerea unor rezultate favorabile la determinarea parametrilor fizici și mecanici în laborator. Din punct de vedere constructiv, aparatul LP-1 este alcătuit din următoarele părți principale (fig. 4.10):

— scheletul de rezistență și poziționare a aparatului;

— sistemul de fixare a dispozitivului de măsurare;

— sistemul de fixare și reglare a penetrometrului propriu-zis.

Scheletul de rezistență îl constituie postamentul metalic 1, continuat cu o țeavă metalică groasă 2, care este fixată de postament printr-un stativ tronconic 3. De acest schelet sînt fixate următoarele elemente: nivelul 4, pentru orizontalizarea aparatului; măsura mobilă 5, pe care se sprijină inelul metalic 6, în care s-a recoltat proba de teren supusă încercării la penetrare; șuruburile de reglare 7, care, împreună cu nivelul 4,

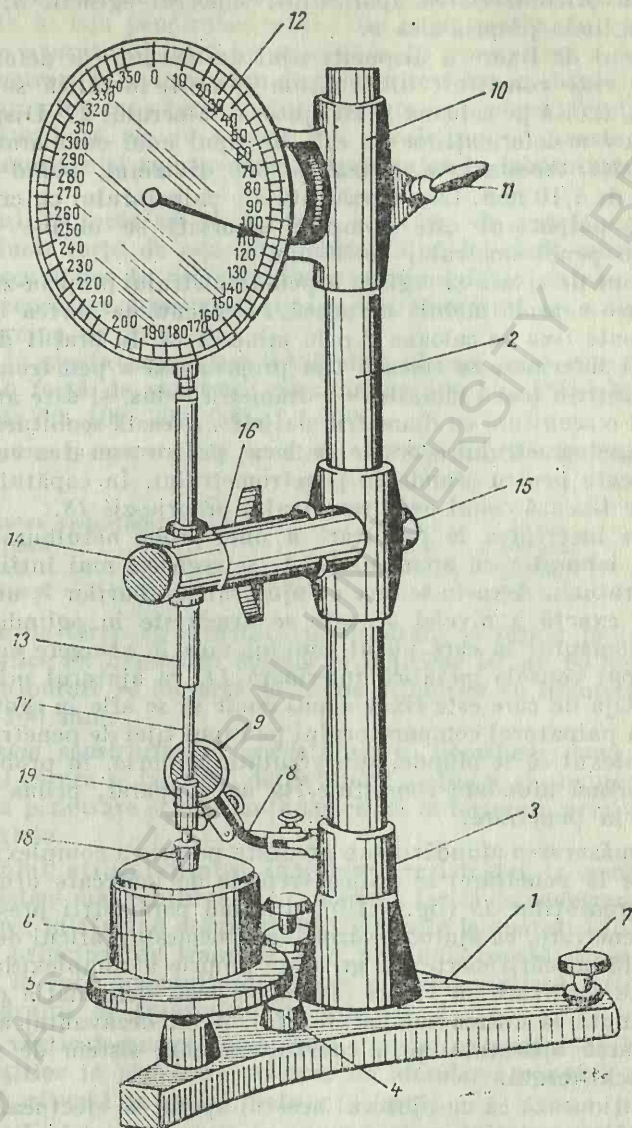


Fig. 4.10. Penetrometrul de laborator LP-1 cu țije și cap conic standard interschimbabil.

servească la orizontalizarea aparatului; suportul oglinzii 8, de care se fixează oglinda propriu-zisă 9.

Sistemul de fixare a dispozitivului de măsurare a deformațiilor la penetrare este constituit din consola (brațul) metalică superioară 10 culisantă, fixată pe coloana 2, cu ajutorul mânerului 11. Dispozitivul de înregistrare a deformațiilor 12 este de tipul unui comparator cu indicator elastic. Acesta este divizat în 360 diviziuni, având precizia de măsurare de $1/10$ mm. La o cursă totală a palpatorului cu cremalieră 13 (în figură palpatorul este complet amorsat) se obține o afundare maximă a penetrometrului de 36 mm.

Sistemul de fixare și reglare a penetrometrului propriu-zis este alcătuit dintr-o consolă mobilă metalică 14, situată la partea inferioară și care se poate fixa de coloana 2 prin mânerul 15. În brațul de fixare 16 a consolei inferioare se fixează tija propriu-zisă a penetrometrului 17, formată dintr-o țevă metalică cu diametru redus, și care are în partea inferioară o scobitură cu diametru mai mic. Această scobitură practică în tija penetrometrului servește ca locaș pentru așezarea contragreutăților aplicate pentru afundarea penetrometrului. În capătul inferior al tije 17 se fixează conul penetrometrului propriu-zis 18.

Pentru încercarea la penetrare a unei probe netulburate sau tulburate în laborator cu aparatul LP-1, se reglează mai întâi orizontalitatea aparatului. Aceasta se face cu ajutorul șuruburilor 7, urmărindu-se centrarea exactă a nivelei 4, care se urmărește în oglinda 9, și mai ales în momentul în care vârful conului vine în atingere cu proba. Se fixează apoi consola metalică inferioară 14, cu ajutorul mânerului 15, astfel ca tija de care este fixat capul conic să se afle în centrul probei. Se fixează palpatorul comparatorului pe capul tije de penetrare, apoi se lasă complexul să se afunde, sub greutatea proprie, în proba de teren. Această primă afundare constituie, la acest aparat, prima treaptă de încărcare la penetrare.

După măsurarea afundării sub greutate proprie a complexului (prima deformație la penetrare) se aplică treptele de încărcare următoare, cu ajutorul greutăților 19 (fig. 4.10), obținând parametrii presiune-deformare la penetrare, cu ajutorul cărora se întocmește graficul de penetrare.

Datorită mișcării inerte sub greutate proprie a complexului con-tije, treptele de încărcare au valori mai mari decât deformația corespunzătoare obținută la citirea comparatorului. Acest dezavantaj a condus la perfecționarea aparatului prin construirea unui sistem de mișcare cu greutate echilibrată.

Se menționează că cu ajutorul acestui aparat se efectuează și încercarea la tăiere rotativă cu palete.

Penetrometrul LPS. Acest aparat, conceput de Eisler și Razorenov, se folosește atât la măsurarea parametrilor efort-deformație de pene-

trare, cît și la măsurarea momentului de tăiere rotativă, prin aplicarea unor palete la tija penetrometrului. Din acest motiv, în schema constructivă a aparatului intră un ansamblu de transmitere a forței verticale de penetrare și un ansamblu de transmitere a momentului de rotație. Ambele ansambluri constructive sînt montate pe o placă, fixată la rîndul ei prin înșurubare, de un schelet din duraluminu. Aceasta permite o ușoară demontare și transportare a aparatului în laboratoarele de șantier.

Sistemul de încărcare (lestare) la acest tip de aparat a fost astfel conceput încît forța de penetrare obținută să fie mult mărită față de valoarea greutateților de încărcare. Pe baza principiului brațelor de pîrghii, forța de penetrare transmisă tijeii penetrometrului este multiplicată față de sarcina de încărcare.

Astfel, la greutatea maximă totală de încărcare, care este de 1 850 g, se obține o forță de penetrare maximă de 100 kg. Treptele de încărcare sînt de 50, 100, 200, 500 și 1 000 g.

Dimensional, aparatul de penetrare LPS prezintă următoarele caracteristici:

— greutatea aparatului	25 kg
— înălțimea	600 mm
— lățimea	250 mm
— lungimea	400 mm.

Probele de teren cu structură netulburată se supun la încercări în inele metalice cu diametrul 80 mm și înălțime 50 sau 65 mm. Probele de teren tulburate se încearcă în forme cilindrice cu diametrul și înălțimea de 100 mm.

În *schema constructivă* a aparatului, se deosebesc două ansambluri, cu ajutorul cărora se fac două determinări distincte și anume: rezistența specifică la penetrare și rezistența specifică la forfecare prin tăiere rotativă cu palete.

Ansamblul utilizat pentru încercarea rezistenței la penetrare prezintă un sistem mai echilibrat de aplicare a forței de penetrare pe suprafața conului, înlăturînd dezavantajele întîlnite la aparatul LP-1. Astfel, elementul principal de transmitere a presiunii constă dintr-un sistem de pîrghii la care raportul dintre raza discului vertical 1 (fig. 4.11) și raza cilindrului de transmisie este de 10 : 1.

Discul vertical servește în același timp și ca aparat de înregistrare a deformațiilor la penetrare produse de afundarea conului 2 în proba de teren 3, situată în inelul metalic 4 (ștuț).

Greutățile 5, care constituie treptele de încărcare, sînt aplicate la un cablu 6, petrecut la periferia discului 1. Presiunea se transmite prin intermediul consolei mobile cu trei brațe 7, cu ajutorul căreia se pozi-

ționează și tija metalică scurtă 8, la care se fixează conul de penetrare. Consola mobilă 7, este fixată pe corpul metalic 9, prin intermediul unui șurub, care assemblează și roata 10.

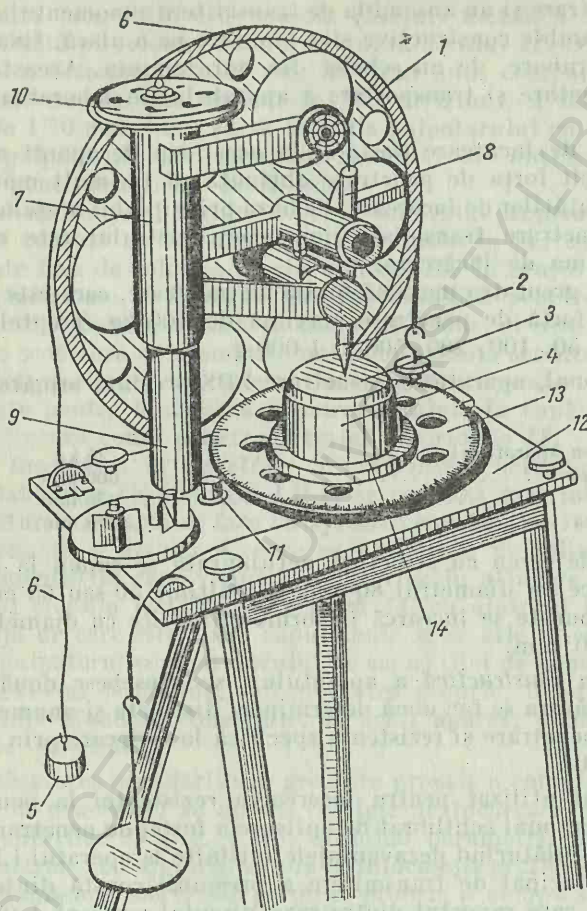


Fig. 4.11. Penetrometru de laborator LPS prevăzut cu dispozitiv de tăiere rotativă prin palete.

Discul vertical este gradat în diviziuni de $1/10$ mm.

Orizontalizarea aparatului se face cu ajutorul nivelei 11, fixată pe placa metalică 12, pe care este solidarizat corpul metalic 9.

Tabelul 4.2. Caracteristicile tehnice ale aparatului tip LPS

Încercare la penetrare		Încercare la tăiere rotativă	
Denumirea indicelui	Mărimea	Denumirea indicelui	Mărimea
Forța minimă de penetrare (P_{max} , kgf)	0,50	Momentul minim (M_{min} , kgf · cm)	1,5
Forța maximă de penetrare (P_{max} , kgf)	50—100 (prin folosirea tuturor greutăților)	Momentul maxim (M_{max} , kgf · cm)	75
Intervalul de variație a rezistenței la penetrare a capului conic (R_{pc} , kgf/cm ²)	0,055—5,55 sau 0,055—11,1	Intervalul de variație a coeziunii pământului (c , kgf/cm ²)	0,03—1,3

Ansamblul de transmitere a momentului de rotire, include discul orizontal 13, fixat pe rulment, și masa probei de teren 14, solidarizată de discul orizontal.

Caracteristicile tehnice ale aparatului de penetrare tip LPS sînt date în tabelul 4.2.

b. Penetrometre pentru încercări în situ pe adîncimi reduse

Aceste aparate prezintă gabarite reduse, putîndu-se folosi pentru încercări la penetrare în terenuri din zone superficiale.

Din această grupă de penetrometre se vor descrie penetrometrele sovietice PV-6 și PD-2, și penetrometrul tip G. Gamski. Primele două sînt penetrometre a căror reacțiune la penetrare în cursul afundării conului este preluată integral de forța manuală a operatorului de șantier. Cu aceste două aparate se poate determina și momentul de tăiere rotativă; prin asamblarea la capătul tijei de penetrare a paletelor de la trusa de penetrare. Caracteristicile tehnice ale acestor penetrometre sînt date în tabelul 4.3.

Penetrometrul hidraulic PV-6. Acest penetrometru, care funcționează pe principiul hidraulic de măsurare a presiunii de penetrare, a fost construit de A. D. Vasiliev, T. A. Demciuca și A. A. Nikiforova. În schema constructivă a aparatului se disting trei sisteme (fig. 4.12):

- sistemul de creare a presiunii;
- sistemul de transmitere a forței de penetrare;
- elementul de măsurare.

Tabelul 4.3. Caracteristici tehnice ale penetrometrelor manuale
PV-6 și PD-2

Denumirea indicelui	Unitatea de măsură	Penetrometrul	
		hidraulic PV-6	dinamometric PD-2
Intervalul de măsurare a forței de penetrare	P , kgf	2,5—50	1—100
Intervalul de măsurare a momentului de tăiere rotativă	M , kgf/cm	5—140	—
Valoarea unei diviziuni pe scara forțelor	kgf/diviziune	0,5—1,0	1,0
Valoarea unei diviziuni pe scara momentului de rotire	kgfcm/diviziune	1,0	—
Înălțimea aparatului cu tijă și capul conic	mm	1100	1000
Diametrul corpului (aparatului)	mm	65	250
Lungimea minierelor fixate la corp	mm	260	260
Greutatea totală a aparatului	kg	3,0	2,5

Presiunea necesară este creată printr-un sistem hidraulic, cilindru-piston (fig. 4.12). În corpul cilindrului 1 este înmagazinată apa. La acest corp se înfiletează piulița olandeză 2, cu ajutorul căreia se fixează și șaiba de ghidare 3. La partea inferioară a acestui ansamblu este fixat și corpul suport al minierelor 4. Pistonul 5 culisează în interiorul cilindrului 1, avînd fixată în partea superioară membrana 6.

Sistemul de transmitere a forței de penetrare îl constituie ansamblul corp-suport al minierelor 4, minerele 7, tijă penetrometrului 8, bușca cu filet 9, și conul penetrometrului 10, sau trusa de penetrare. Tijă 8 este constituită dintr-o țevă de duraluminu, fiind fixată la partea superioară, prin infiltrare, de pistonul sistemului hidraulic 5.

Sistemul de măsurare a forței de penetrare este constituit din manometrul 12. La acest manometru de 6 atmosfere se transmite presiunea exercitată asupra lichidului existent în corpul cilindrului 1.

În timpul transportului trebuie împiedicată culisarea ansamblului piston-mîner 5, din interiorul cilindrului 1, prin știftul 13.

Pentru efectuarea operației de penetrare, se montează mai întîi conul penetrometrului 10 în bușca filetată 9. Se așază aparatul în poziție verticală și se declanșează știftul 13. Se apasă în jos mînerul 7 care provoacă, prin reacțiunea dată de către teren, deplasarea pistonului 5 în interiorul cilindrului. Prin intermediul membranei de cauciuc 6, forța se transmite

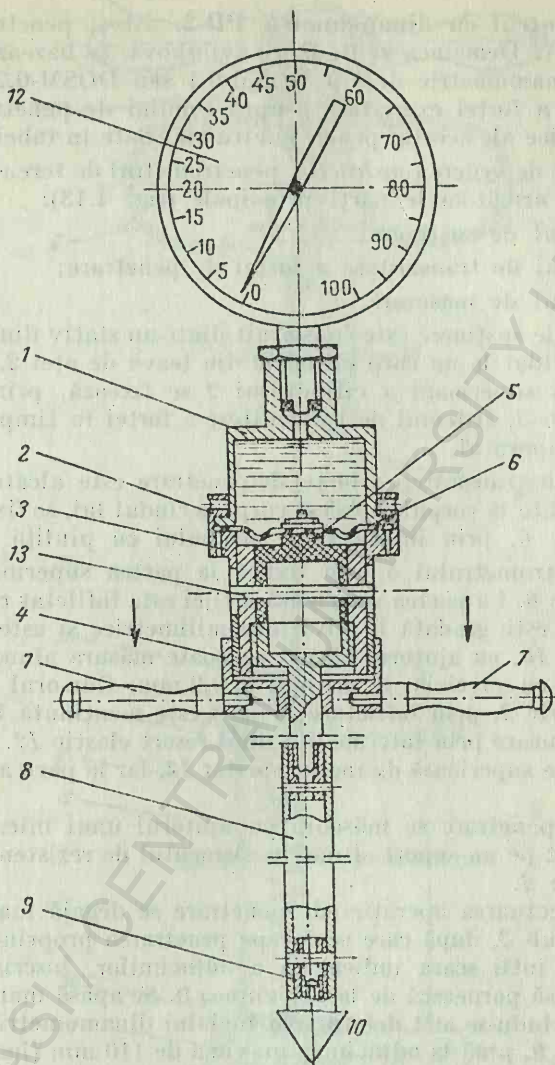


Fig. 4.12. Penetrometrul hidraulic PV-6.

hidraulic la manometru, pe al cărui cadran se citește forța realizată la afundarea maximă. Este necesară verificarea permanentă a funcționării sistemului hidraulic de creare a presiunii.

Penetrometrul cu dinamometru PD-2. Acest penetrometru, conceput de T. A. Demciuca și B. P. Skavinskova, se bazează pe folosirea unui inel dinamometric de tip DOSM-0,1 sau DOSM-0,2, ca element de măsurare a forței exercitate asupra conului de penetrare. Caracteristicile tehnice ale acestui penetrometru sînt date în tabelul 4.3.

Din punct de vedere *constructiv*, penetrometrul de teren tip PD-2 este alcătuit din următoarele părți principale (fig. 4.13):

- sistemul de susținere;
- sistemul de transmitere a forței de penetrare;
- sistemul de măsurare.

Sistemul de susținere este constituit dintr-un stativ din profile metalice 1, consolidat la un corp cilindric din țevă de oțel 2.

La partea superioară a cilindrului 2 se fixează, prin intermediul inelului șurub 3, sistemul de transmitere a forței în timpul cînd nu se lucrează cu aparatul.

Sistemul de transmitere a forței de penetrare este alcătuit din minerele 4, înfiletate la corpul 5. Acest corp, la rîndul lui, se fixează la inelul dinamometric 6, prin intermediul șurubului cu piuliță 7.

Tija penetrometrului 8 este fixată la partea superioară de inelul dinamometric 6. La partea inferioară a tijei este înfiletat conul de penetrare 9. Tija este gradată în diviziuni milimetrice și este prevăzută și cu un cursor 10, cu ajutorul căruia se poate măsura afundarea conului de penetrare cu precizia de ordinul a 0,2 mm. Cursorul este fixat de corpul cilindric 2, prin înfiletare. Tija 8 este menținută în poziția 0 a scării de măsurare prin intermediul unui resort elastic 12. Resortul este fixat la partea superioară de inelul opritor 13, iar la partea inferioară de inelul 14.

Forța de penetrare se măsoară cu ajutorul unui microcomparator, care este fixat pe un suport situat în elementul de rezistență al inelului dinamometric 6.

Pentru efectuarea operației de penetrare se degajă mai întîi tija 8 de inelele-șurub 3, după care se începe penetrarea propriu-zisă. Se controlează mai întîi scara indicativă a adîncimilor, înscrisă pe tija 8, astfel ca tija să pornească de la diviziunea 0. Se apasă manual pe minerele 4, provocîndu-se atît deformarea inelului dinamometric cît și afundarea conului 9, pînă la adîncimea maximă de 110 mm (înălțimea conului de penetrare), dacă tăria rocii permite. În caz contrar se citește adîncimea de penetrare la forța maximă de apăsare realizată.

Forța de penetrare corespunzătoare afundării maxime este dată prin deformarea inelului dinamometric 6, indicată de microcomparator. Transformarea diviziunilor ceasului microcomparator în forță este făcută prin intermediul curbei de etalonare a inelului dinamometric.

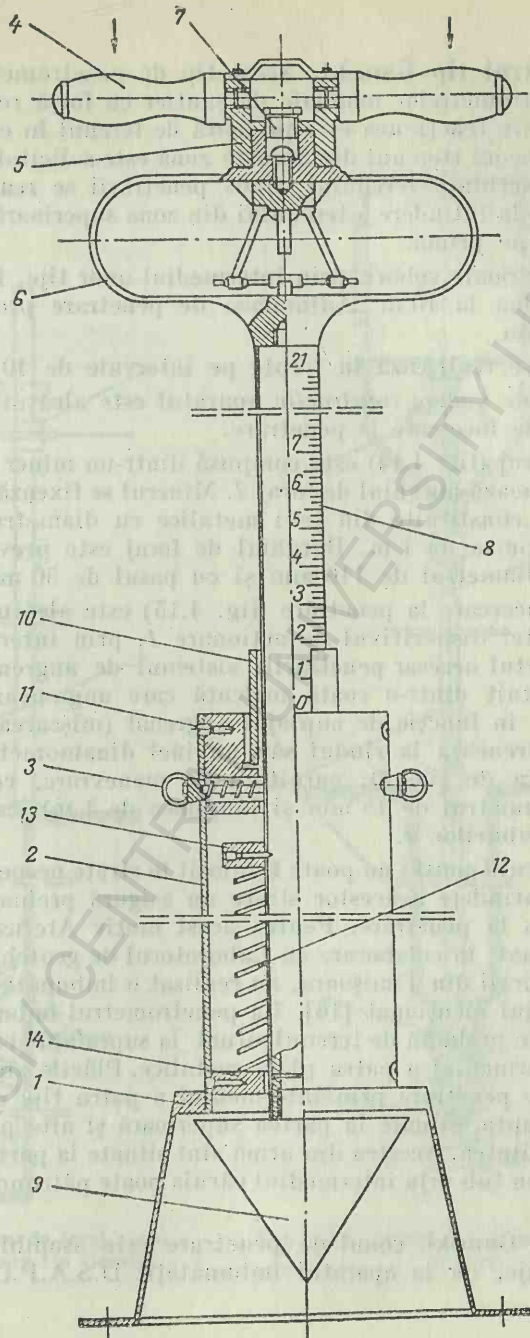


Fig. 4.13. Penetrometru dinamometric PD-2.

Penetrometrul tip Gamski. Acest tip de penetrometru face parte din seria penetrometrelor manuale de șantier cu forță redusă de penetrare, dar la care reacțiunea este preluată de terenul în care sînt fixate burghiile de ancoră (terenul din această zonă este solicitat la întindere). Rezultă că reacțiunea terenului supus penetrării se realizează numai dacă rezistența la întindere a terenului din zona superioară este capabilă să echilibreze pe prima.

Aparatul se poate coborî, prin intermediul unor tije, în găuri forate, la adîncimi pînă la 10 m. Adîncimea de penetrare propriu-zisă este de max. 120 mm.

Încercarea se realizează în trepte pe intervale de 40 cm.

Din punct de vedere *constructiv* aparatul este alcătuit din trusa de foraj și trusa de încercare la penetrare.

Trusa de foraj (fig. 4.14) este compusă dintr-un mîner 1, cu ajutorul căruia se acționează burghiul de foraj 2. Mînerul se fixează, prin mufa 4, la tuburile 3, constituite din țevi metalice cu diametrul exterior de 30 mm și lungimea de 1 m. Burghiul de foraj este prevăzut cu spire elicoidale cu diametrul de 110 mm și cu pasul de 50 mm.

Trusa de încercare la penetrare (fig. 4.15) este alcătuită din următoarele elemente: dispozitivul de acționare 1, prin intermediul căruia se dezvoltă efortul necesar penetrării; sistemul de angrenare a dispozitivului, constituit dintr-o roată melcată care angrenează după două viteze un melc în funcție de cuplajul angrenat (mișcarea de translație a melcului antrenează la rîndul său un inel dinamometric 2 și, prin acesta garnitura de tije 3); garnitura de manevrare, constituită din tije 3 (cu diametrul de 15 mm și lungimea de 1 m), care pot culisa în interiorul tuburilor 4.

Penetrometrul Gamski nu poate fi folosit în strate necoezive, deoarece rezistența la întindere a acestor strate nu asigură preluarea reacțiunii terenului supus la penetrare. Pentru acest motiv Atelierul Geotehnic D.S.A.P.C.-Banat, în colaborare cu Laboratorul de geotehnică al Facultății de Construcții din Timișoara, au realizat o îmbunătățire care înlătură dezavantajul menționat [16]. La penetrometrul îmbunătățit, forța de reacțiune este preluată de terenul situat la suprafață și supus la tracțiune, prin intermediul a patru plăci metalice. Plăcile sînt solidarizate cu garnitura de penetrare prin intermediul a patru tije extensibile cu filet stînga-dreapta, situate la partea superioară și alte patru tije care asigură verticalitatea. Acestea din urmă sînt situate la partea inferioară, fiind legate la un tub prin intermediul căruia poate pătrunde burghiul de foraj în sondă.

La aparatul Gamski, conul de penetrare este asamblat la capătul garniturii de tije, iar la aparatul îmbunătățit D.S.A.P.C. acesta este

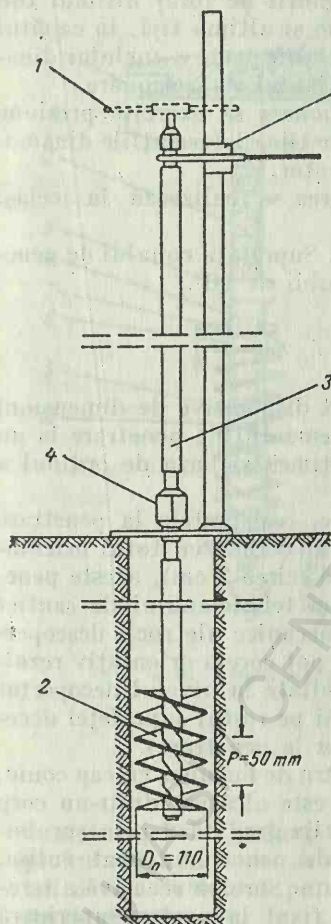


Fig. 4.14. Garnitura de foraj a aparatului de penetrare tip Gamski.

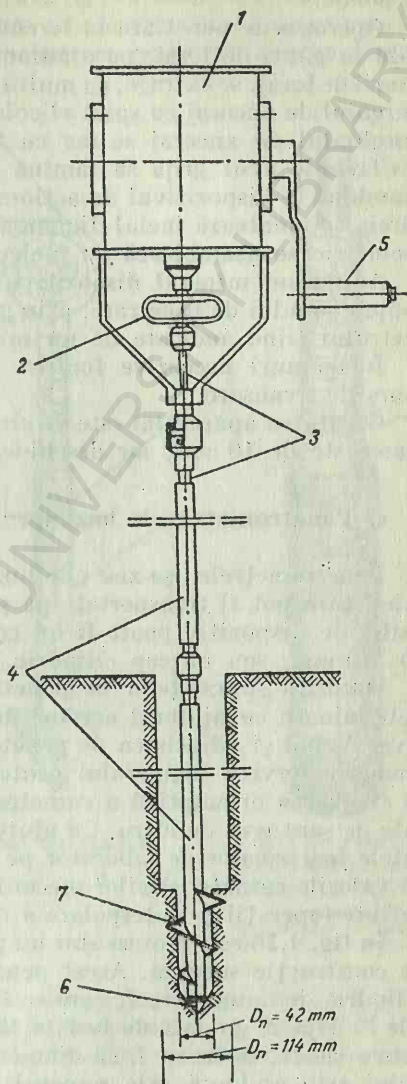


Fig. 4.15. Aparat tip Gamski pentru penetrare.

asamblat la burghiul de foraj, care servește și la ancorarea aparatului în sondă.

Operația de penetrare în terenuri coezive sau slab coezive se efectuează în găuri de foraj, pe o adâncime de circa 40 cm. După executarea găurii de foraj, se extrage, cu multă grijă, burghiul de foraj și se introduce burghiul de ancoraj cu spiră elicoidală conică. Introducerea și ancorarea burghiului de ancoraj se fac cu trusa de ancorare.

Trebuie avut grijă să rămână în afara găurii de foraj ultimul tub asamblat la dispozitivul de acționare, precum și ultima tijă, în capătul căreia se montează inelul dinamometric. Cealaltă parte a inelului dinamometric se assemblează cu melcul dispozitivului de acționare.

Acționînd mînerul dispozitivului de acționare se exercită presiune asupra conului de penetrare, prin garnitura de tije, deformațiile dinamometrului fiind indicate de un microcomparator.

În terenuri necoezive forarea și penetrarea se realizează în același marș de avansare.

Greutatea aparatului este de circa 100 kg. Suprafața conului de penetrare este de 10 cm^2 , iar deschiderea unghiului de 60° .

c: Penetrometre „de buzunar“

Penetrometrele așa-zise „de buzunar“ sînt dispozitive de dimensiuni mici, care pot fi transportate pe șantier. Elementul de penetrare la un astfel de dispozitiv poate fi un con cu înălțimea și baza de ordinul a 10—15 mm, sau un cap cilindric.

Datorită suprafețelor de penetrare reduse, rezistențele la penetrare determinate cu ajutorul acestor dispozitive au valori cu totul orientative. Avînd și adîncimea de penetrare redusă (circa 2 cm), aceste penetrometre servesc inginerului geotehnician sau tehnicianului de șantier la evaluarea orientativă a caracteristicilor mecanice ale rocii descoperate pe șantierul de lucru. Cu ajutorul lor se pot corela orientativ rezultatele încercărilor de laborator pe probe recoltate la nivelul decopertat cu valorile caracteristicilor mecanice ale rocii pe restul suprafeței decopertate (operații de interpolare a rezistențelor la penetrare).

În fig. 4.16 este reprezentat un penetrometru de buzunar cu cap conic, de construcție suedeză. Acest penetrometru este alcătuit dintr-un corp cilindric de manevrăre 1, care se fixează la tija gradată 2 prin șuruburile 3. Tija 2, gradată de la 1 la 15 kg forță de penetrare, poate culisa, prin apăsare, în țeava 4, cu diametrul de 8 mm. Sarcina reactivă a terenului este preluată prin resortul elastic 5, fixat la partea superioară de inelul opritor 6; resortul este împiedicat să se extindă datorită știftului 7, petrecut atît prin țeava 4, cît și prin tija 2. La partea inferioară a țevii 4 este fixat capul conic de penetrare cu unghiul de deschidere

de 60° și înălțimea de 15 mm. La apăsarea în jos a tijei gradate, știftul 7 culisează în șanțul 8, practicând în țeava 4, provocând afundarea capului de penetrare. Adâncimea până la care se afundă capul este marcată de indicatorul 9, care arată forța de penetrare realizată. Contragreutatea

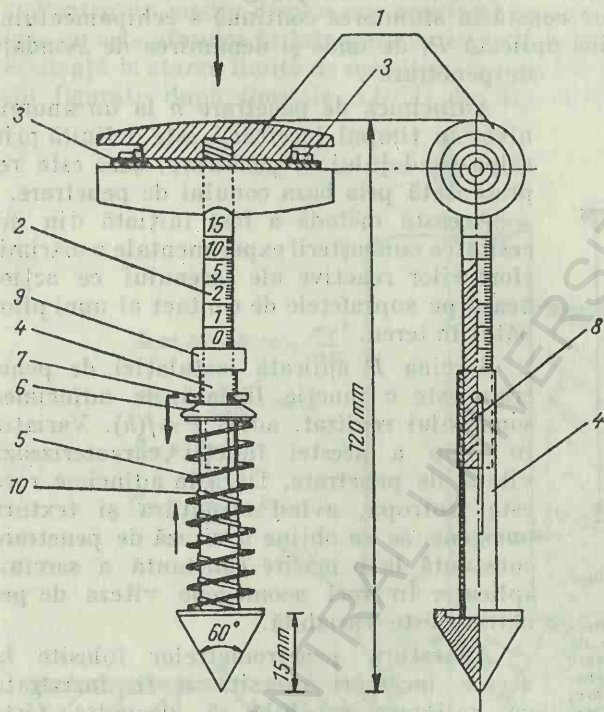


Fig. 4.16. Penetrometru de buzunar tip suedez.

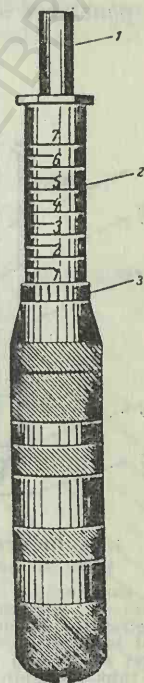


Fig. 4.17. Penetrometrul indicator „de buzunar” tip Soil-Test:

- 1 — poanson cilindric;
- 2 — scala gradată;
- 3 — inelul indicator.

aparaturii este preluată de resortul 10 (înfășurat pe țeava 4) acesta jucând rolul de resort de echilibru și de compensare. Se observă că resortul 5 este înfășurat pe o suprafață cilindrică cu diametrul mai mare decât resortul 10.

În figura 4.17 este arătat un penetrometru de buzunar cu un cap cilindric tip „Soil Test”. Principiul de funcționare a acestui penetrometru este asemănător cu cel din figura 4.16.

4.1.2. Metode de determinare prin sondaje

Încercările de penetrare prin sondaje se fac pe adâncimi de penetrare mai mari decât înălțimea conului, adică $h > h_p$ (fig. 4.18).

O astfel de încercare constă în afundarea continuă a echipamentului de penetrare sub sarcină aplicată P , de unde și denumirea de „sondaje de penetrare“.

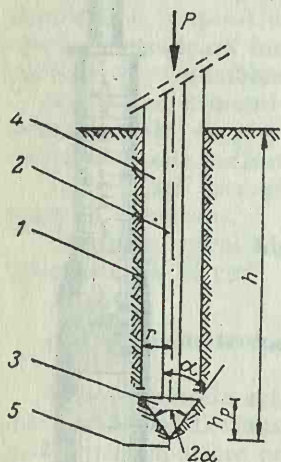


Fig. 4.18. Încercarea la penetrare în sondaje:

1 — garnitură de tuburi protectoare; 2 — garnitură de tijă de penetrare; 3 — conul de penetrare fixat la garnitura tijelor de penetrare; 4 — sondaj de penetrare; 5 — talpa sondajului de penetrare.

Adâncimea de penetrare h la un anumit nivel în timpul încercării este definită prin talpa sondajului de penetrare, care este reprezentată prin baza conului de penetrare.

Această metodă a fost inițiată din necesitatea cunoașterii experimentale a mărimii eforturilor reactive ale terenului ce acționează pe suprafețele de contact al unui pilot bătut în teren.

Sarcina P aplicată instalației de penetrare este o funcție lineară de adâncimea sondajului realizat, adică $P = f(h)$. Variația în timp a acestei funcții caracterizează viteza de penetrare. Dacă în adâncime roca este izotropă, având structura și textura omogene, se va obține o viteză de penetrare constantă la o mărire constantă a sarcinii aplicate. În roci neomogene viteza de penetrare este variabilă.

Aparatura penetrometrelor folosite în aceste încercări necesită a fi înzestrată cu mijloace capabile să dezvolte forțe mărite.

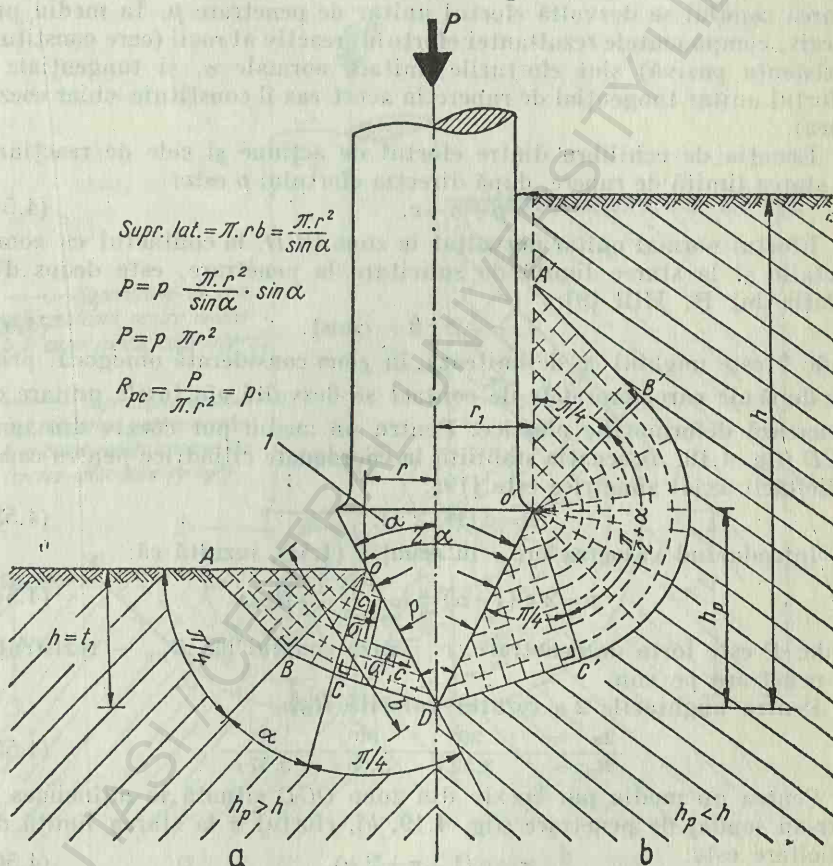
Curba efort-deformație în astfel de încercări este caracterizată de deformația obținută la talpa sondajului de penetrare d_p și de efortul dat de sarcina p aplicată penetrometrului.

4.1.2.1. Principii teoretice

Spațial, penetrarea pe verticală a unui cap metalic conic în masa unei roci, dacă roca este considerată ca un corp elastic și omogen, poate fi tratată ca o solicitare axială simetrică. O exprimare fizico-matematică a fenomenului de penetrare într-un masiv de rocă nu a fost clarificată.

Pentru starea plană și pentru un masiv de rocă considerat omogen elastic și fără forță masică, Shojiro Hata [19] explică ruperea la penetrare prin distribuția deformațiilor plastice după suprafețe de minimă rezistență ce delimitează anumite zone care ating, la nivelul traversat, starea critică la penetrare.

Pentru un mediu dispers pur coeziv și în care conul metallic de penetrare nu este afundat în întregime în rocă ($h_p \geq h$), suprafețele de minimă rezistență la starea limită de solicitare la penetrare p_{cr} , pentru nivelul l_1 , sînt figurate după limitele $ABCD$ din fig. 4.19.



Zonele delimitate după suprafețele A, B, C, D la starea de echilibru limită și determinate după teoria împingerii pasive a lui Rankine sînt descrise de prismele AOB, BOC și OCD . Admițînd unghiul dintre suprafețele de alunecare de $\frac{\pi}{4} \pm \frac{\varphi}{2}$ și dacă $\varphi=0$, rezultă unghiurile $\frac{\pi}{4}$ care delimitează suprafețele prismelor AOB și OCD . Zona mediană, cunoscută și sub denumirea de „zona rezistențelor pasivă a lui Prandtl“, este delimitată de unghiul α .

La acțiunea de penetrare a capului conic în masa rocii pe generatoarea conului se dezvoltă efortul unitar de penetrare p . În mediu pur coeziv, componentele rezultantei efortului reactiv al rocii (care constituie rezistența pasivă) sînt eforturile unitare normale σ , și tangențiale c (efortul unitar tangențial de rupere în acest caz îl constituie chiar coeziunea).

Ecuția de echilibru dintre efortul de acțiune și cele de reacțiune la starea limită de rupere, după direcția efortului p este:

$$p + \sigma + c. \quad (4.51)$$

Efortul normal unitar dezvoltat în zona OCD , la contactul cu conul metalic și la starea limită de solicitare la penetrare, este dedus din relația lui R. Hill [9]:

$$\sigma + 2 c \theta = \text{const.} \quad (4.52)$$

unde θ este unghiul ce delimitează, în zona considerată omogenă, prisme după ale căror suprafețe de contact se dezvoltă eforturile unitare ce generează deformările plastice. Pentru un mediu pur coeziv din zona OCD (fig. 4.19, a), ecuația stabilită în coordonate cilindrice pentru cazul solicitării axial simetrice este [19]:

$$\sigma = c (1 + 2 \alpha). \quad (4.53)$$

Introducînd valoarea lui σ în ecuația (4.51), rezultă că:

$$p = 2 c (1 + \alpha) = \frac{P}{\pi \cdot r^2} = R_{pc}, \quad (4.54)$$

unde: P este forța de penetrare, r — raza conului iar R_{pc} — rezistența la penetrare pe con.

Pentru unghiurile 2α rezultă valorile R_{pc} :

$$\frac{2\alpha}{R_{pc}} = \frac{30^\circ}{2,52 c} \quad \frac{60^\circ}{3,06 c} \quad \frac{90^\circ}{3,57 c} \quad (4.55)$$

Pentru un mediu pur coeziv din zona OCD situată la adîncimea h într-un sondaj de penetrare (fig. 4.19, b), efortul σ la starea limită de solicitare este:

$$\sigma = c (1 + \pi + 2 \alpha). \quad (4.56)$$

Înlocuind această expresie în relația (4.51), rezultă:

$$p = R_{pc} = 2 c \left(1 + \frac{\pi}{2} + \alpha \right). \quad (4.57)$$

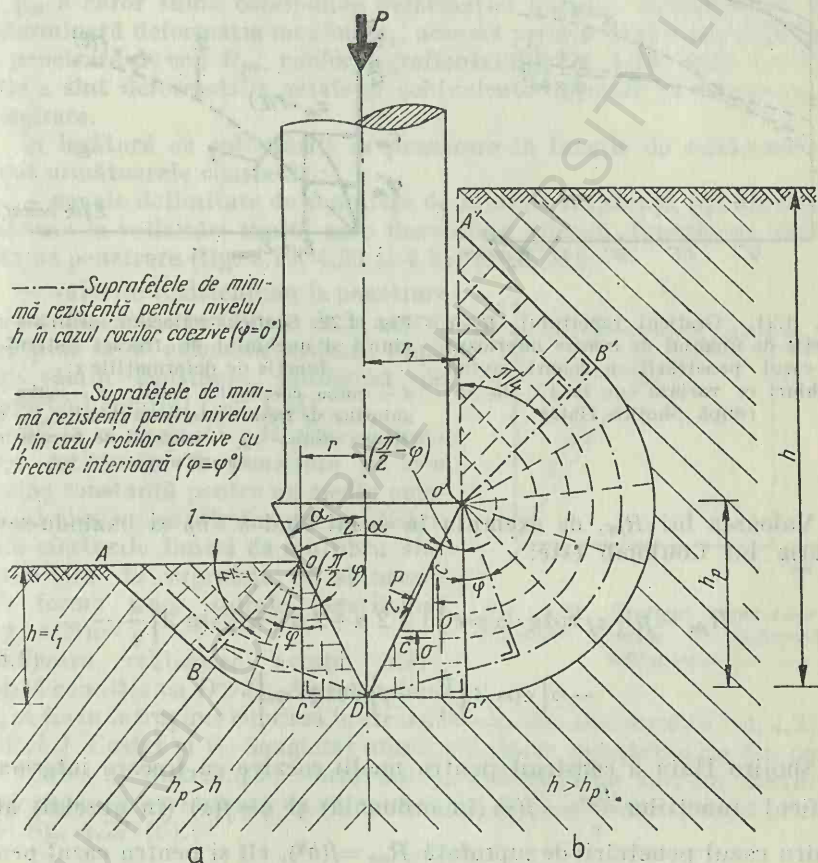
Pentru acest caz, valorile R_{pc} în funcție de unghiul 2α sînt:

$$\begin{array}{ccc} 2\alpha = & 30^\circ & 60^\circ \text{ și } 90^\circ \\ R_{pc} = & 5,66 c & 6,20 c \text{ și } 6,71 c \end{array} \quad (4.58)$$

Pentru roci slab coezive cu frecare interioară φ (fig. 4.20), valorile efortului unitar dezvoltat în prisma OCD sînt:

pentru $h_p \geq h$ (fig. 4.20, a) ... $\sigma = c (1 + 2\alpha + 2\varphi)$ (4.59)

pentru $h > h$ (fig. 4.30, b) ... $\sigma = c (1 + \pi + 2\alpha + 2\varphi)$ (4.60)



Într-un astfel de mediu, componentele eforturilor unitare dezvoltate pe suprafața conică la încărcarea limită de penetrare sînt:

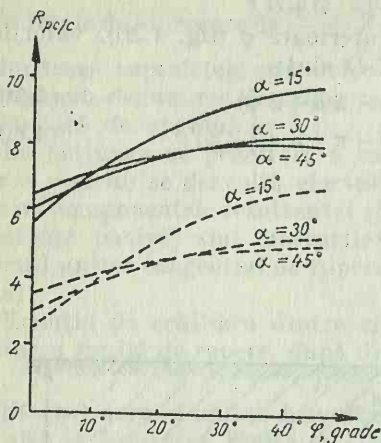


Fig. 4.21. Graficul raportului R_{pc}/c în funcție de unghiul de frecare interioră în cazul penetrării cu conuri avînd unghiuri ce variază de la 15° la 45° (după Shojiro Hata)

$$p = \sigma + c \sin 2 \left(\frac{\pi}{4} - \varphi \right); \quad (4.61)$$

$$\tau_f = c \cos 2 \left(\frac{\pi}{4} - \varphi \right).$$

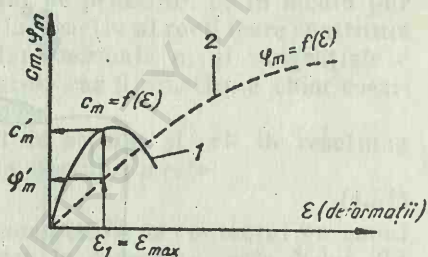


Fig. 4.22. Graficul valorilor medii ale coeziunii și unghiului de frecare internă în funcție de deformațiile ϵ : 1 — curba coeziunilor medii; 2 — curba unghiurilor de frecare interioră medii; c_m — coeziunea medie; φ_m — unghiul de frecare interioră medie.

Valoarea lui R_{pc} , de exemplu în cazul cînd $h > h_p$ și bazîndu-se pe relația lui Coulomb este:

$$R_{pc} = p + \tau_f \cotg \alpha = c \left[1 + 2 \alpha + 2 \varphi + \pi + \sin 2 \left(\frac{\pi}{4} - \varphi \right) \cos 2 \left(\frac{\pi}{4} - \varphi \right) \cotg \alpha \right]. \quad (4.62)$$

Shojiro Hata a construit pentru medii coezive cu frecare interioră graficul funcțiilor $\frac{R_{pc}}{c} = f(\alpha)$ (în ordonată) și $\varphi = f(\alpha)$ (în abscisă) atît pentru cazul penetrării de suprafață $R_{pc} = f(h^2)$, cit și pentru cazul penetrării de adîncime $R_{pc} = \text{const}$.

Broms, B. B. [2] arată că solicitarea limită de penetrare pentru nivelul traversat într-o rocă coezivă cu frecare interioră, caracterizată

prin rezistența la penetrare pe con R_{pc} , se poate exprima funcție de coeziunea medie c_m și de unghiul de frecare interioară medie φ_m ; valorile c_m și φ_m sînt stabilite pentru suprafețele de minimă rezistență la deformațiile axial simetrice echivalente și corespondente.

Dacă într-o încercare la forfecare în laborator a unei roci coeziive cu frecare interioară rezultă valorile c_m și φ_m (valorile medii), aceste valori pot fi reprezentate grafic funcție de deformațiile corespunzătoare (fig. 4.22).

În calculul rezistenței la forfecare vor fi introduse acele valori c_m și φ_m a căror sumă corespunde deformației maxime notată ε_1 . O dată determinată deformația maximă ε_1 , această permite stabilirea rezistenței la penetrare pe con R_{pc} , conform graficului din fig. 4.23, unde deformațiile ε sînt deformațiile axiale și echivalente obținute în încercarea la penetrare.

În legătură cu solicitările la penetrare în funcție de adîncime s-au făcut următoarele constatări:

— zonele delimitate de suprafețe de minimă rezistență (de alunecare) generate la solicitări limită au o dezvoltare diferită, funcție de adîncimea de penetrare (fig. 4.19, 4.20 și 4.25) [1, 8, 11];

— valorile rezistențelor la penetrare pe con R_{pc} sînt crescătoare de la suprafață pînă la o adîncime redusă, după care rămîn constante, indiferent de diametrul conului (fig. 4.24).

De la o anumită adîncime, atunci cînd rezistența la penetrare pe con devine constantă pentru un mediu omogen și elastic, zonele în care se distribuie eforturile limită de echilibru sînt delimitate de suprafețe de alunecare sub forma unor spirale logaritmice (fig. 4.26).

Pentru realizarea acestei stări, există condiția ca $D > D_0$, iar adîncimea D_0 să fie în întregime cuprinsă în stratul cu aceeași structură (v. fig. 4.25 c)* Astfel J. Costet și G. Sanglerat admit că zonele caracteristice din punct de vedere al distribuției eforturilor și deformațiilor într-un mediu de rocă supus la o penetrare de adîncime (fig. 4.27) se dezvoltă după schema din fig. 4.27 [6].

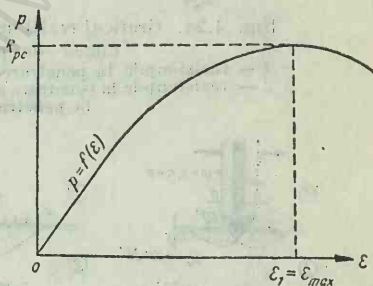


Fig. 4.23. Graficul eforturilor la penetrare funcție de deformațiile echivalente.

* D este adîncimea conului de penetrare de la suprafață, iar D_0 este adîncimea pe care se dezvoltă suprafețele de alunecare.

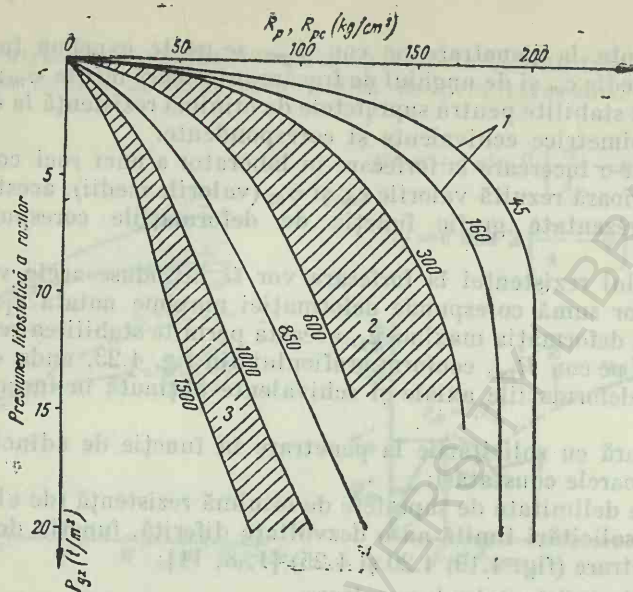


Fig. 4.24. Graficul rezistențelor la penetrare în funcție de adâncimea de penetrare după Kerisel:

1 — rezistențele la penetrare pe con R_{pc} pentru penetrometre;
2 — rezistențele la penetrare pentru piloți obișnuiți; 3 — rezistențele la penetrare pentru chesoane.

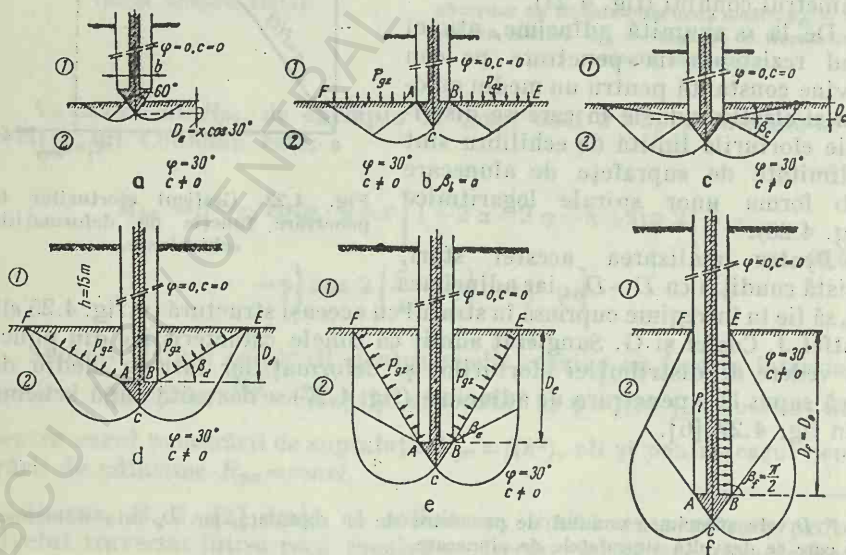


Fig. 4.25. Afundarea treptată a penetrometrului într-un strat inferior cu unghiul de frecare internă de 30° , cu dezvoltarea suprafețelor de alunecare sub formă de spirale logaritmice:

1 — strat superior de 15 m grosime, cu $\gamma_N = 1 \text{ tf/m}^3$; $\varphi = 0$ și $c = 0$; 2 — strat inferior.

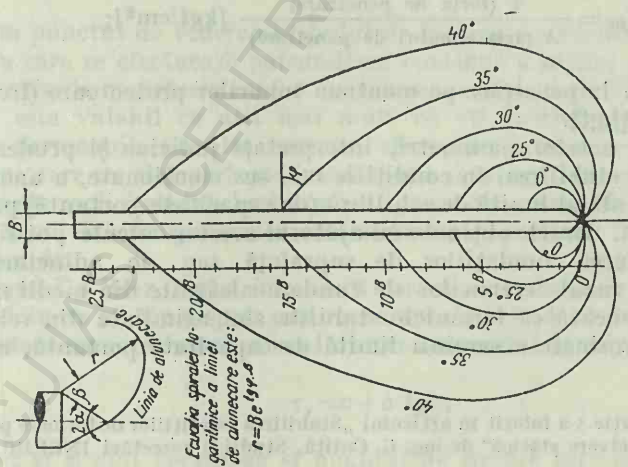


Fig. 4.26. Dezvoltarea suprafețelor de alunecare, după spirale logaritmice, la penetrarea în adâncime.

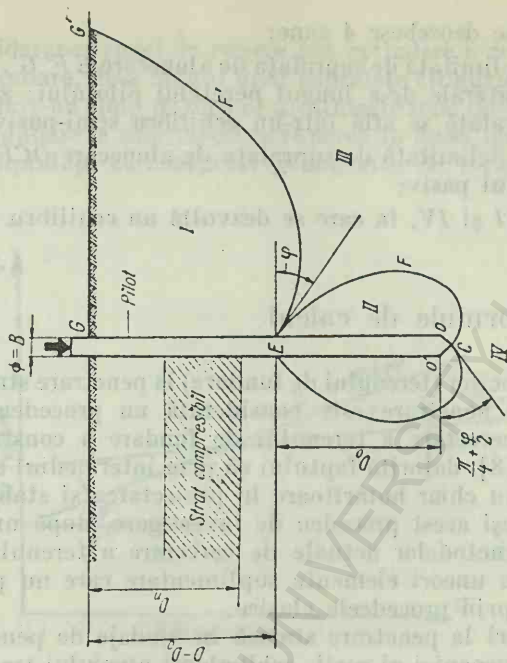


Fig. 4.27. Schema zonală de distribuție a eforturilor și deformațiilor la solicitarea de penetrare a unui pilot (după Costel și Sanglerat).

În schemă se deosebesc 4 zone:

— zona I, delimitată de suprafața de alunecare $EF'G'$, și corespunzătoare frecării laterale de-a lungul peretelui pilotului; zona delimitată de această suprafață se află într-un echilibru semi-pasiv;

— zona II, delimitată de suprafața de alunecare $OCFE$, corespunzătoare echilibrului pasiv;

— zonele III și IV, în care se dezvoltă un echilibru pseudo-elastic.

4.1.2.2. Formule de calcul

Încercarea rocilor (terenului de fundare) la penetrare statică (continuă) prin sondaje de penetrare este considerată un procedeu privilegiat în programul de cercetare a terenului de fundare a construcțiilor civile și industriale [18], datorită faptului că prin intermediul ei se obțin date suplimentare sau chiar hotăritoare în proiectarea și stabilirea tipurilor de fundație. Deși acest procedeu de investigare, după unii autori, este complementar metodelor actuale de cercetare a terenului de fundare, prin el se obțin uneori elemente suplimentare care nu pot fi obținute decât în parte prin procedeele clasice.

Prin încercări la penetrare statică în sondaje de penetrare se obțin doi parametri mecanici ai rocii, echivalenți nivelului traversat de către echipamentul de penetrare:

1) rezistența la penetrare pe con,

$$R_{pc} = \frac{F \text{ (forța de penetrare)}}{A \text{ (aria conului de penetrare)}} \text{ [kgf/cm}^2\text{]};$$

2) rezistența la penetrare pe mantaua tuburilor protectoare (frecarea laterală) R_{pM}^* [kgf].

Cu ajutorul acestor parametri, interpretați judicios și prudent, se poate ajunge la stabilirea, în condițiile mai sus menționate, a unor formule de calcula stării limită de echilibru (de capacitate portantă) pentru roca investigată. Datele obținute cu ajutorul acestor calcule pot fi utile pentru proiectarea fundațiilor de suprafață sau de adâncime, în special pentru cazul terenurilor de fundare alcătuite din medii necoezive. Se menționează că formulele stabilite sînt asimilate din relațiile clasice de determinare a sarcinii limită de capacitate portantă, relații

* Această notație s-a folosit în articolul „Stabilirea condițiilor de formare pe baza încercărilor de penetrare statică” de ing. C. Culiță, Studii și cercetări INCERC nr. 2, 1968.

bazate pe considerarea zonei de rupere (de extindere a zonelor plastice), în terenul de fundare, de-a lungul unor suprafețe cilindrice de alunecare.

Penetrarea într-un câmp de rocă ce alcătuiește zona de împingere activă a terenului de fundare se asimilează cu ruperea în masa de rocă, la sarcini limită, după suprafețe cu contururi geometrice de forma unor spirale logaritmice.

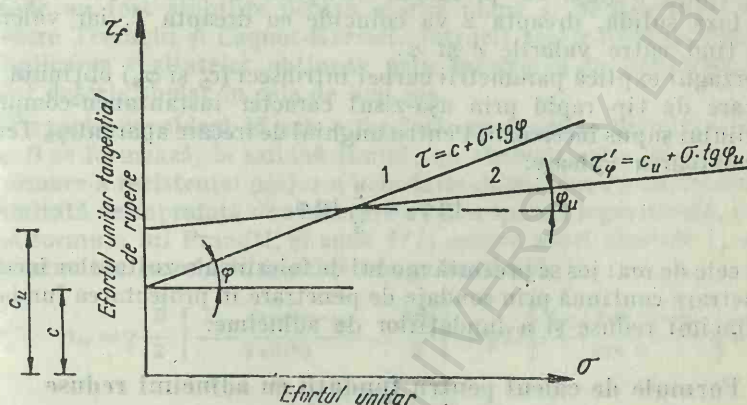


Fig. 4.28. Dreaptă intrinsecă pentru încercarea la penetrare de tip rapid, comparativ cu dreapta intrinsecă a rocii în cazul determinărilor clasice (după De Beer).

Din punctul de vedere al tipului de încercare a rocilor pelitice-detritice în care se efectuează pătrunderea continuă a sondei penetrometrice, încercarea la penetrare este o încercare nedrenată de tip rapid. Acest lucru este valabil cu atât mai mult cu cât mediul penetrat este mai puțin permeabil. Cu alte cuvinte, eforturile interioare datorită forței de penetrare nu sînt preluate instantaneu și integral de către particulele solide ale rocii (scheletul mineral). O parte din aceste eforturi sînt transmise fazei lichide (presiunea interstițială) și preluate în timp de către faza solidă.

După De Beer, curba intrinsecă care caracterizează ruperea la penetrare într-un mediu dispers este reprezentată prin două drepte (fig. 4.28). Dreapta 1 caracterizează efortul unitar tangențial de rupere:

$$\tau_f = c + \sigma \operatorname{tg} \varphi, \quad (4.63)$$

unde c și φ sînt coeziunea și unghiul de frecare interioară a mediului corespunzătoare efortului unitar total preluat numai de faza solidă.

Dreapta 2 caracterizează efortul tangențial de rupere*:

$$\tau_f = c_u + \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi_u, \quad (4.64)$$

la care c_u și φ_u sint coeziunea și unghiul de frecare interioară (aparente) la eforturile unitare distribuite între faza solidă și cea lichidă la sollicitare rapidă.

În timp, o dată cu preluarea integrală a eforturilor unitare de către faza solidă, dreapta 2 va coincide cu dreapta 1, iar valorile c_u și φ_u tind către valorile c și φ .

Terzaghi explică parametrii curbei intrinseci (c_u și φ_u) obținută într-o încercare de tip rapid prin așa-zisul caracter instantaneu-compresibil al mediului supus încercării. Pentru unghiul de frecare aparent φ_u Terzaghi dă următoarea valoare:

$$\operatorname{tg} \varphi_u = \frac{2}{3} \operatorname{tg} \varphi. \quad (4.65)$$

În cele de mai jos se prezintă modul de folosire a rezultatelor încercării la penetrare continuă prin sondaje de penetrare în proiectarea fundațiilor cu adâncimi reduse și a fundațiilor de adâncime.

a. Formule de calcul pentru fundații cu adâncimi reduse

Se amintește că la fundațiile cu adâncimi reduse (de suprafață) raportul dintre adâncimea de fundare D și lățimea fundației B este sub valoarea 4, adică $\frac{D}{B} < 4$.

Tipurile de fundații frecvent întâlnite la aceste fundații sînt tălpile și radierele.

Tălpile de fundație pot fi continui sau izolate, sub forma unor dale pătrate, circulare sau dreptunghiulare, turnate sub stîlpi portanți.

Cînd raportul $\frac{L \text{ (lungime)}}{B \text{ (lățime)}}$ al fundației este cel puțin egal cu 5, talpa se numește *continuă*.

Fundațiile alcătuite din radiere au lungimi și lățimi ce susțin întreaga suprafață a suprastructurii.

* Într-o încercare nedrenată de tip rapid dacă se notează cu $\Delta\sigma_s$ variația efortului unitar distribuit fazei solide și cu $\Delta\sigma_l$ efortul unitar distribuit fazei lichide, rezultă că variația efortului unitar total este $\Delta\sigma = \Delta\sigma_s + \Delta\sigma_l$. De asemenea, variația efortului unitar tangențial de rupere este următoarea:

$$\Delta\tau_f = c_u + (\Delta\sigma - \Delta\sigma_l) \cdot \operatorname{tg} \varphi = c_u + \Delta\sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi_u$$

de unde rezultă și semnificațiile parametrilor φ_u și c_u .

Una din metodele de calcul a sarcinii limită de capacitate portantă a suprafețelor de fundare, pe baza cărora se determină adâncimea și tipul de fundare, este metoda bazată pe formarea suprafețelor de alunecare, după cum s-a arătat mai înainte. Această metodă nu stabilește starea de eforturi limită în interiorul părții din masiv pe care să se desprindă, ci mai degrabă determină suprafețele de rupere cele mai probabile.

Se mai amintește, de asemenea, că formulele aplicabile în aceste metode au fost stabilite pentru starea plană și pentru tălpi continue de către Terzaghi și Caquot-Kerisel. Întrucât aceste formule sînt folosite în aplicarea rezultatelor obținute prin încercarea la penetrare statică, se vor descrie sumar în cele de mai jos.

Terzaghi consideră că sub o fundație cu lungime infinită și cu lățimea B se formează, la sarcină limită, un simbul activ elastic (zona I). Ca urmare a rezistenței pasive a celorlalte două zone (zona intermediară, delimitată de suprafața de alunecare după o spirală logaritmică, calculată după formula lui Prandtl, și zona III) asupra zonei elastice I , se stabilește următoarea relație de echilibru pe verticală:

$$p_{cr} = \gamma \frac{B}{2} \left[\frac{k_{p\gamma} \cdot \cos(\psi - \varphi)}{2 \cos^2 \psi} - \frac{\operatorname{tg} \psi}{2} \right] + \gamma D \left[\frac{k_{pq} \cdot \cos(\psi - \varphi)}{\cos \psi} \right] + \\ + c \left[\frac{k_{pc} \cdot \cos(\psi - \varphi)}{\cos \psi} + \operatorname{tg} \psi \right], \quad (4.66)$$

în care: γ este densitatea aparentă a rocii de sub talpa fundației, iar $k_{p\gamma}$, k_{pq} și k_{pc} sînt coeficienți de rezistență pasivă pentru următoarele cazuri: cînd suprafața liberă a terenului este orizontală ($\beta = 0$), cînd rezultanta forței pasive are o înclinare $\rho = \varphi$ și cînd înclinarea paramentului față de verticală este $\lambda = \frac{\pi}{2} - \varphi$.

Relația (4.66) se mai poate scrie și sub forma:

$$p_{cr} = \gamma \cdot \frac{B}{2} N_{\gamma} + \gamma D N_q + c N_c, \quad (4.67)$$

unde N_{γ} , N_q și N_c sînt numiți și factori de capacitate portantă (aceștia înlocuiesc parantezele mari).

O dată aleasă o valoare a unghiului ψ (de ex. $\psi = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}$), astfel ca să rezulte o valoare minimă a lui p_{c2} , factorii de capacitate portantă nu depind decît de valorile unghiului de frecare interioară a rocii.

În tabelul 4.4 se dau valorile factorilor de capacitate portantă funcție de unghiul φ .

Tabelul 4.4. Valorile factorilor de capacitate portantă funcție de unghiul de frecare internă

Unghiul φ , grade	$S_{1,2}$		N_q sau $S_2 \cdot S_2'$	N_c sau $\frac{S_2 - 1}{\operatorname{tg} \varphi}$	OBSERVAȚII
	Talpă netedă	Talpă rugoasă (sau N_γ)			
0			1	5,14	1. Factorii de capacitate portantă N_γ , N_q , N_c sînt cei corespunzători formulei lui TERZAGHI
10	0,336	1,60	2,50	8,34	
11	0,402	1,80	2,74	8,80	
12	0,477	2,02	3,01	9,28	
13	0,564	2,30	3,32	9,81	
14	0,664	2,61	3,66	10,37	2. Factorii de capacitate portantă $S_{1,2}$ $S_2 \cdot S_2'$ și $\frac{S_2 - 1}{\operatorname{tg} \varphi}$ sînt cei corespunzători formulei lui CAQUOT
15	0,778	2,98	4,03	11,00	
16	0,908	3,39	4,45	11,60	
17	1,060	3,85	4,92	12,30	
18	1,230	4,37	5,44	13,10	
19	1,430	4,98	6,02	13,90	
20	1,660	5,69	6,67	14,80	
21	1,930	6,52	7,40	15,80	
22	2,230	7,47	8,23	16,90	
23	2,590	8,55	9,16	18,10	
24	3,000	9,80	10,20	19,30	
25	3,480	11,20	11,40	20,70	
26	4,030	12,90	12,80	22,20	
27	4,680	14,80	14,30	23,90	
28	5,440	17,00	16,00	25,80	
29	6,340	19,60	18,00	27,90	
30	7,390	22,700	20,40	30,10	
31	8,630	26,10	23,00	32,70	
32	10,100	30,70	26,10	35,50	
33	11,900	35,70	29,60	38,60	
34	13,900	41,70	34,70	42,20	
35	16,400	49,10	38,50	46,10	
36	19,400	57,80	44,10	50,60	
37	23,000	68,20	50,70	55,60	
38	27,400	80,80	58,50	61,40	
39	32,800	95,80	67,70	67,90	
40	39,300	114,00	78,60	75,30	
41	47,300	137,00	91,80	83,90	
42	57,300	166,00	107,00	93,70	
43	69,700	201,00	127,00	107,00	
44	85,200	245,00	150,00	118,00	
45	105,00	300,00	189,00	134,00	
46	130,000	370,00	213,00	152,00	
47	162,000	461,00	256,00	174,00	
48	203,000	577,00	310,00	199,00	
49	256,000	726,00	378,00	230,00	
50	327,00	916,00	464,00	268,00	

Cei trei termeni ai ecuației (4.67) se mai numesc:

- $\gamma \frac{B}{2} N_\gamma$ — „termenul de suprafață“, funcție de greutatea terenului de sub talpa fundației;
- $\gamma D N_q$ — „termenul de adâncime“, datorat suprasarcinii terenului de deasupra tălpii de fundare;
- $c N_c$ — „termenul de coeziune“ indicînd coeziunea terenului, măsurată la jumătatea paramentului.

Nu se vor discuta criticile și corecțiile acestor factori în lumina ultimelor interpretări (pentru aceasta vezi „Cours pratique de mécanique des sols“ [6]).

Pe baza ipotezei împingerii pasive (coeficienții de împingere pasivă), Caquot Kerisel [4] stabilește starea limită la capacitatea portantă printr-o formulă de largă răspîndire și apropiată de cea dată de Terzaghi, însă alcătuită din 5 termeni:

$$P_{cr} = P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + P_5,$$

în care: $P_1 = \gamma \frac{B}{2} \cdot S_{13}(\varphi)$ „termenul de suprafață“;

$P_2 = \gamma' \cdot D \cdot S_2(\varphi) \cdot S_2'(\varphi')$ „termenul de adâncime“;

$P_4 = \frac{c}{\operatorname{tg} \varphi} (S_2 - 1)$ „termenul de coeziune“;

$P_3 = \gamma' \cdot \frac{D^2}{B} S_3'(\varphi')$ — rezistența datorită frecării pe pereții laterali ruгоși ai fundației;

$P_5 = c' \frac{2D}{B} S_5'(\varphi')$ — frecarea pe pereții laterali ai fundației.

Excluzînd termenii P_3 și P_5 , valabili în cazul fundațiilor adînci, formula lui Caquot rămîne omotetică cu relația (4.67):

$$P_{cr} = \gamma \frac{B}{2} S_{13} + \gamma \cdot D S_2 S_2' + \frac{c}{\operatorname{tg} \varphi} (S_2 - 1), \quad (4.68)$$

în care γ este densitatea aparentă a rocii de sub talpa fundației;

γ' — densitatea aparentă a rocii de deasupra tălpii;

S_{13} , $S_2 S_2'$ și $\frac{S_2 - 1}{\operatorname{tg} \varphi}$ sînt factorii de capacitate portantă funcție de unghiul φ ;

D — adîncimea de fundare.

Valorile și expresiile acestora sînt arătate în tabelul 44.

Se observă că între factorii de capacitate portantă ale celor două relații (4.67) și (4.68) sînt asemănări chiar valorice.

O formulă asemănătoare cu cea dată de Terzaghi este aceea dată în STAS 8316-69 pentru calculul stării limită de capacitate portantă:

$$P_{cr} = \frac{1}{100} \cdot \gamma \cdot BN_{\gamma} \cdot v_{\gamma} + c \cdot N_c \cdot v_c + q \cdot N_q v_q \quad (4.69)$$

unde v_{γ} , v_c și v_q sînt coeficienți de formă ai tălpii de fundație.

În cazul fundațiilor izolate, stabilirea unor formule bazate pe aceleași ipoteze pentru calculul stării limită de capacitate portantă este dificilă. Aceasta pentru faptul că rezolvarea unor astfel de stări, pentru aceste cazuri, solicită tratarea problemei spațiale.

Terzaghi a propus totuși relații empirice. Cu unele corective aduse, Terzaghi și Peck au stabilit:

— pentru tălpi dreptunghiulare:

$$p_{cr} = \left(1 - 0,2 \frac{B}{L}\right) \gamma \frac{B}{2} N_{\gamma} + \gamma D N_q + \left(1 + 0,2 \frac{B}{2}\right) c N_c; \quad (4.70)$$

— pentru tălpi circulare, aceeași relație făcînd $\frac{B}{L} = 1$.

Pentru medii pur coezive, în cazul tălpilor circulare, Biarez dă următoarea formulă:

$$P_{cr} = \gamma D + 1,2 \times 5,14 c. \quad (4.71)$$

Brinch Hansen aduce la formulele de mai sus pentru factorii N_{γ} și N_c următoarele corective:

$$N_{\gamma} = 1 - \left(0,1 + \frac{\operatorname{tg}^6 \varphi}{2}\right) \frac{B}{L};$$

$$N_c = 1 + (0,2 + \operatorname{tg}^6 \varphi) \frac{B}{L}.$$

Afară de unele critici aduse acestor metode de determinare a stării limită de capacitate portantă, o altă insuficiență este aceea că ele nu permit stabilirea valorilor certe ale unghiului de frecare interioară (de care depind factorii de capacitate portantă) și a coeziunii.

Valori mai reale ale parametrilor dreptei intrinseci (φ , φ_u , c , c_u) pot fi obținute mai curînd cu ajutorul încercărilor la penetrare în situ (în sondaje de penetrare) decît prin studii de laborator, care nu pot cuprinde anumiți factori dați de structura eterogenă a rocii în loc [7].

Un mijloc de calcul a stării limită a capacității portante cu ajutorul încercărilor la penetrare îl constituie determinarea unghiului de frecare interioară și a coeziunii terenului.

Caleculul bazat pe determinarea unghiurilor φ și φ_u în cazul rocilor necoezive. Determinarea unghiului de frecare interioară φ și a unghiului de frecare aparent φ_u prin încercări în sondaje de penetrare se face prin mai multe metode, funcție de tipul constructiv al aparatului disponibile.

Metoda de Beer. Admițind că coeziunea $c=0$ și că majoritatea rocilor necoezive prezintă un unghi φ care nu este mai mic de 30° (luind pentru φ o valoare de 30°), de Beer ajunge la concluzia că rezistența la penetrare pe con R_{pc} este funcție numai de unghiul de frecare aparent, stabilind relația:

$$R_{pc} = \gamma \cdot h \cdot V''_{b,d}(\varphi_u) = P_{g,z} \cdot V''_{b,d}, \quad (4.72)$$

în care: P_{gz} este sarcina geologică la nivelul considerat, iar $V''_{b,d}$ este o expresie, funcție de unghiurile φ și φ' , stabilită pe baza relației dată de către Buisman și determinată prin teoria rezistențelor pasive în condițiile penetrării și generării la sarcina critică a suprafețelor cilindrice de alunecare*.

$$\text{Astfel: } V''_{b,d} = 1,3 \left\{ \left[e^{2\pi \cdot \text{tg} \varphi_u} \cdot \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) - 1 \right] \cdot \frac{\text{tg} \varphi}{\text{tg} \varphi_u} + 1 \right\} = \frac{R_{pc}}{P_{gz}} \quad (4.74)$$

Abaca din fig. 4.30 dă valorile funcției $V''_{b,d}$ în raport cu unghiul φ_u . Funcția $V''_{b,d}$ fiind calculată din ecuația (4.72), se determină φ_u și cu ajutorul curbei din fig. 4.29.

Dacă valoarea rezultată a unghiului φ_u este mai mare de 30° , aceasta explică faptul că faza solidă a mediului dispers a preluat instantaneu sarcina de penetrare, iar unghiul real al acestuia (φ) este mai mare de 30° . În acest caz se admite că $\varphi_u = \varphi$, unghiul φ putînd fi determinat prin relația:

$$R_{pc} = V_{b,d} = P_{g,z}, \quad (4.75)$$

$$\text{în care } V_{b,d} = 1,3 \cdot e^{2\pi \text{tg} \varphi} \cdot \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) = \frac{R_{pc}}{p_{gz}}. \quad (4.75')$$

Curba $V_{b,d} = f(\varphi)$ este dată în fig. 4.29. Cunoscîndu-se R_{pc} și p_{gz} din relația 4.75 se calculează valoarea $V_{b,d}$ cu ajutorul căreia se determină unghiul $\varphi = \varphi_u$.

* Pe baza relației lui Prandtl-Cauchy ce dă presiunea critică sub o fundație continuă, Buisman stabilește formula stării limită de penetrare pentru nivelul corespunzător de traversare aducîndu-i o corecție printr-un coeficient de 1,3

$$R_{pc} = 1,3 \left\{ P_{g,z} \cdot \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) e^{\pi \text{tg} \varphi} + \frac{c}{\text{tg} \varphi} \left[\text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \cdot e^{\pi \text{tg} \varphi} - 1 \right] \right\} \quad (4.73)$$

Metoda l'Herminier. În cadrul acestei metode se definește, în locul unghiului de frecare aparent, așa-zisul „unghi de frecare fictiv”, notat de l'Herminier cu φ_s . Acest unghi exprimă valoarea unghiului de frecare

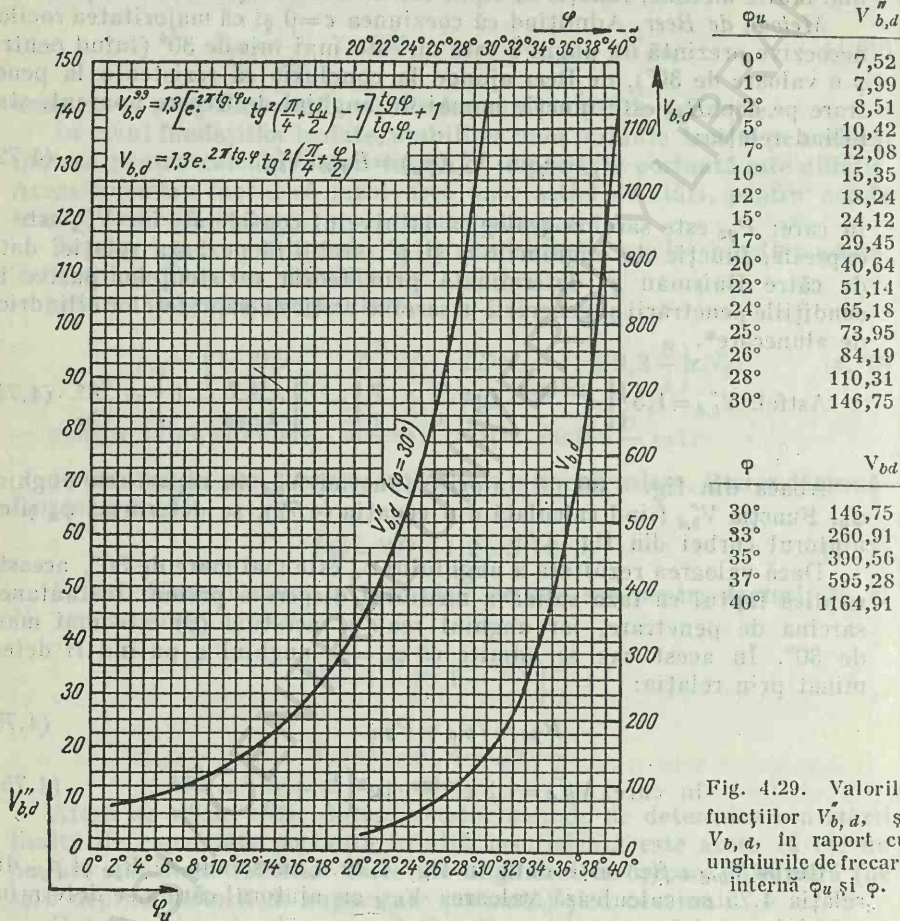


Fig. 4.29. Valorile funcțiilor $V''_{b,d}$, și $V_{b,d}$, în raport cu unghiurile de frecare internă φ_u și φ .

a rocii la avansarea tuburilor protectoare ale echipamentului de penetrare.

Unghiul de frecare fictivă φ_s este legat de unghiul de frecare internă natural al terenului prin relația:

$$\lg \varphi_s = \frac{2}{3} \lg \varphi. \quad (4.76)$$

Folosind relația (4.68) pentru stabilirea sarcinii critice de penetrare, echivalentă nivelului traversat de conul penetrometrului, L'Herminier admite că în cazul rocilor necoezive termenul de suprafață este neglijabil, datorită suprafeței reduse a conului de penetrare (conul joacă rolul tălpii de fundare pentru care s-a stabilit formula lui Caquot). Eliminând și termenul datorat coeziunii și asimilând sarcina limită de capacitate portantă cu rezistența la penetrare pe con, rezultă:

$$R_{pc} = \gamma D S_2 S'_2, \quad (4.77)$$

notațiile avînd semnificațiile din formula (4.68).

Transformînd relația (4.77), L'Herminier a stabilit expresia funcției $b_R(\varphi_s)^*$ cu ajutorul căreia se determină φ_s și φ (v. tabelul 4.5):

$$b_R(\varphi_s) = \frac{R_{pc}}{\gamma D \gamma} = \frac{R_{pc}}{P_{gz}}, \quad (4.78)$$

unde: γ este un coeficient de frecare, care în cazul tuburilor netede are valoarea 1;

$D\gamma$ — presiunea litostatică (P_{gz}) la adîncimea corespunzătoare.

Fiind cunoscute valorile R_{pc} și P_{gz} rezultă valoarea funcției $b_R(\varphi_s)$ (v. tabelul 4.5).

Tabelul 4.5. Valorile funcției $b_R(\varphi_s)$ în raport cu unghiurile φ și φ_s

φ_s	10°	12°	14°	16°	18°	20°	22°	24°	26°	28°	30°
$b_R(\varphi_s)$	7,6	11,5	17,6	27,1	42,1	66	105	168	274	454	766
φ	15°	18°	20,5°	23°	26°	28,5°	31°	34°	36°	39°	41°

În principiu, valoarea găsită pentru φ_s trebuie să fie compatibilă cu relația ce dă variația frecării laterale pe unitatea de lungime a mantalei tubului protector la un nivel P_{gz} corespunzător:

$$\frac{dR_{pM}}{dD} = 2\pi r \gamma \cdot D \cdot k_p \cdot \sin \varphi_s, \quad (4.79)$$

unde: r este raza conului de penetrare, k_p — coeficient de împingere pasivă (în notația L'Herminier k_p este b), iar D — adîncimea nivelului considerat.

* S-au păstrat notațiile originale pentru unii termeni.

Se menționează că relațiile (4.78 și 79) sînt valabile atunci cînd adîncimea de penetrare are o valoare de cel puțin 8 diametre ale conului de penetrare ($D < 8 d$), fig. 4.26.

În afară de cele două metode prezentate mai există procedee, informative de determinare a unghiului de frecare internă, bazate pe rezistența la penetrare pe con:

— procedeul Mayerhoff se bazează pe datele unor cercetări făcute cu ajutorul penetrării statice. Valorile unghiului de frecare internă stabilite sînt date în tabelul 4.6.

Tabelul 4.6. Valorile unghiului de frecare internă în funcție de rezistența la penetrare pe con R_{pc} pentru nisipuri

Natura nisipului	Gradul de indesare	Rezistența la penetrare pe con R_{pc} [kgf/cm ²]	Unghiul de frecare internă, φ (grade)
Foarte afinat	<0,2	<20	<30°
Afinat	0,2–0,4	20–40	30–35°
Compact	0,4–0,6	40–120	35–40°
Indesat	0,6–0,8	120–200	40–45°
Foarte indesat	>0,8	>200	>45°

— Procedeul bazat pe rezultate statistice la penetrare statică folosit de C. Culiță [5], în care unghiul de frecare φ se corelează cu alți indici fizici ai mediului necoeziv penetrat.

— Procedeul bazat pe asimilarea relațiilor (4.67 și 68) ce stabilesc capacitatea portantă pentru roci necoezive (Terzaghi, Caquot):

$$R_{pc} = \gamma' D S_2 S'_2 = \gamma D N_q. \quad (4.80)$$

$$\text{Astfel } \frac{R_{pc}}{P_{g,z}} = S_2 S'_2 = \gamma D N_q. \quad (4.81)$$

Fiind cunoscut membrul 1 al relației, se determină, pe baza tabelului 4.4, valorile unghiului φ .

Calculul bazat pe determinarea coeziunilor c în cazul rocilor pur coezive. Begeman, dezvoltînd teoria generării suprafețelor de alunecare după spirale logaritmice sub acțiunea limită a sarcinii de penetare în sondaje, demonstrează că rezistența la penetrare pe con obținută în încercările experimentale constituie de două ori valoarea R_{pc} , calculată cu relația (4.73) a lui Busiman-Prandtl. El a explicat aceasta prin faptul că la valoarea R_{pc} contribuie cu cîte 50% atît masa rocii de deasupra conului, echivalentă unei adîncimi de 8 diametre a conului, cît și masa rocii de dedesubtul conului pe o adîncime de 3,5 diametre.

Făcînd $\varphi = 0$ în relația (4.73) și înmulțind cu 2 membrul al doilea rezultă:

$$R_{pc} = P_{g,z} + 1,3 \times 2 \times 5,14c^*,$$

de unde $c = \frac{R_{pc} - P_{g,z}}{13,4}$.

Unele metode indicative dau pentru calculul coeziunii pe baza încercărilor la penetrare următoarele formule:

— după Mayerhoff: $R_{pc} = 9c$, de unde $c = \frac{R_{pc}}{9}$; (4.82)

— în cazul folosirii penetrometrelor olandeze sau similare: $c = \frac{R_{pc}}{20}$; (4.83)

— pentru tălpi continui, Terzaghi indică $c = \frac{R_{pc}}{5,7}$; (4.84)

— pentru tălpi pătrate sau dreptunghiulare, la care se aplică un coeficient experimental de 1,3, $c = \frac{R_{pc}}{7,4}$. (4.85)

Calculul bazat pe determinarea unghiului de frecare interioară și a coeziunii în cazul rocilor coezive cu frecare interioară. În roci coezive cu frecare interioară cum sînt nisipurile prăfoase argiloase, se poate folosi metoda l'Herminier.

Aplicînd teorema stărilor corespondente la relațiile (4.78) și (4.79), prezentate pentru mediile necoezive, l'Herminier a stabilit următoarele relații pentru determinarea unghiurilor de frecare φ și φ_s și a coeziunilor c și c_s :

$$\frac{R_{pc}}{\lambda} \cdot \gamma \cdot D_0 U(\varphi_s) - \gamma 2 r V(\varphi_s) + \frac{1}{2\pi r} \cdot \frac{dR_{pM}}{dD_0} \cdot W(\varphi_s); \quad (4.86)$$

$$S'_s \cdot c_s = \frac{1}{2\pi r} - \frac{dR_{pM}}{dD_0} - \gamma D_0 \cdot k_p \cdot \sin \varphi_s; \quad (4.87)$$

sau

$$\frac{R_{pc}}{\gamma D_0} = k_p \left(1 - \frac{D}{2D_0} \right) \cdot R(\varphi_s) + \frac{c}{\lg \varphi \cdot \gamma D_0} \left(S_2 \cdot e^{2\pi \lg \varphi_s} - 1 \right); \quad (4.88)$$

$$\frac{dR_{pM}}{dD_0} = 2 \cdot \pi \frac{B}{2} (\gamma \cdot D_0 \cdot k_p \sin \varphi_s + c_s \cdot S'_s), \quad (4.89)$$

* Se menționează că termenul c din membrul al doilea al acestei ecuații este N_c . Cînd φ tinde spre 0, atunci $N_c = 2 + \pi$, deci $N_c = 5,14$.

unde: $\lambda=1$; $R(\varphi_s)$; $U(\varphi_s)$; $V(\varphi_s)$; $W(\varphi_s)$ sînt funcții de unghiul φ_s date în tabelul 4.7; D și D_0 sînt adîncimile cu semnificațiile din figura 4.27. Aceste relații sînt bazate pe cunoașterea rezistenței pe con R_{pc} și a frecării laterale R_{pM} .

Tabelul 4.7. Valorile funcțiilor numerice conform formulelor 86, 87, 88 și 89 în funcție de unghiul φ_s

φ_s	$R(\varphi_s)$	$K(\varphi_s)$	$U(\varphi_s)$	$V(\varphi_s)$	$W(\varphi_s)$	b	S_s	S'_s	S_s
10°	4,6	3,1	1,01	4	23	1,645	2,471	1,010	1,60
12°	6,3	3,6		7	28	1,837	2,973	1,014	1,76
14°	8,5	4,2		13	33	2,063	3,586	1,020	1,95
16°	11,7	4,9		25	41	2,327	4,335	1,026	2,16
18°	16,0	5,8		48	51	2,639	5,258	1,034	2,41
20°	21,9	6,8	1,05	95	63	3,008	6,399	1,042	2,70
22°	30,3	8,1		180	80	3,451	7,821	1,052	3,02
24°	42,2	9,6		360	103	3,984	9,603	1,063	3,41
26°	59,1	11,5		715	135	4,634	11,85	1,076	3,85
28°	83,6	13,8		1450	178	5,432	14,72	1,090	4,39
30°	119	16,6	1,10	3030	238	6,421	18,40	1,107	5,01

Formulele (4.86—89) sînt aplicabile atîta timp cît în urma penetrării roca nu a fost remaniată prin frecare laterală, cînd unghiul de frecare laterală este negativ și cînd $D > D_0$. De asemenea, funcția $V(\varphi_s)$ ține seamă de greutatea terenului din jurul conului.

O metodă, mai mult informativă, este metoda De Beer. Astfel, într-o rocă care nu-și schimbă structura pe adîncimi mari se obțin, la cel puțin două adîncimi corespunzătoare sarcinilor geologice p_{gz1} și p_{gz2} rezistențele la penetrare pe con corespunzătoare R_{pc1} și R_{pc2} .

Pentru determinarea unghiului de frecare interioară φ și a coeziunii c , este necesar ca una din valori, de exemplu φ , să fie presupusă empiric sau determinată în laborator. Coeziunea se determină apoi din două formule date mai jos:

$$V''_{bd} = \frac{R_{pc1} - R_{pc2}}{p_{gz1} - p_{gz2}}; \quad (4.90)$$

$$\frac{c}{tg \varphi} = \frac{p_{gz1} \cdot R_{pc2} - p_{gz2} R_{pc1}}{R_{pc1} - R_{pc2} - p_{gz1} + p_{gz2}}. \quad (4.91)$$

Cu ajutorul curbei $V''_{bd} = f(\varphi_u)$ din fig. 4.30 se determină valoarea unghiului φ_u .

După determinarea valorilor unghiului de frecare interioară și a coeziunii cu ajutorul relațiilor lui De Beer, se determină starea limită de capacitate portantă cu ajutorul relațiilor (4.67, 68, 69, 70), funcție de tipul fun-

dației. La rezultatele obținute se adaugă un coeficient de siguranță cel puțin egal cu 2. L' Herminier propune un coeficient de siguranță de 3 aplicat formulei lui Caquot.

Calculul bazat pe determinarea presiunii admisibile. Un alt mijloc de calcul al capacității portante pe baza rezultatelor obținute în urma

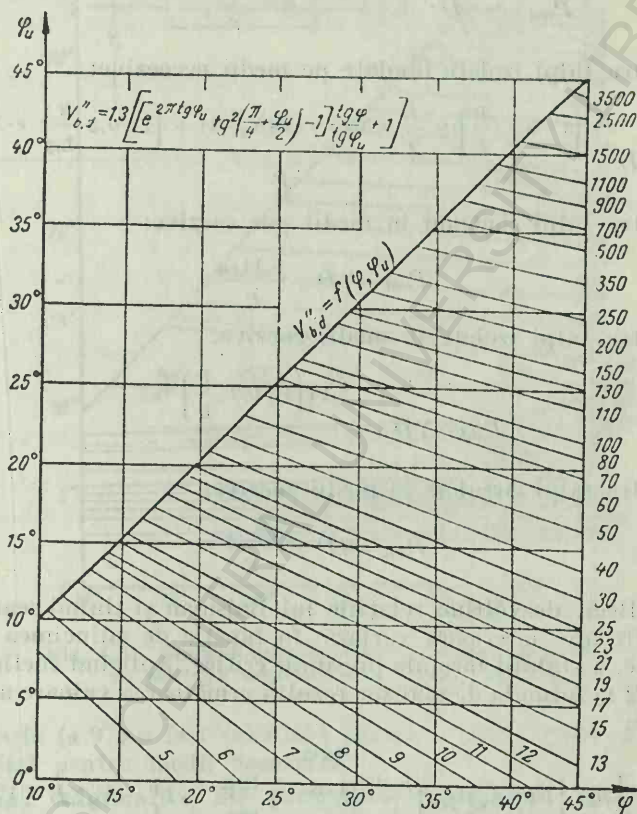


Fig. 4.30. Graficul valorilor funcției $V_{b,d}$ în raport cu unghiurile de frecare internă φ și φ_u

încercării rocii la penetrare este determinarea presiunilor admisibile. În formulele stabilite pentru determinarea presiunilor admisibile s-au adoptat coeficienți de siguranță corespunzători.

Mai jos, se dau formulele capacității portante stabilite de Terzaghi la care s-au adoptat un coeficient de siguranță F , rezultând următoarele presiuni admisibile:

— pentru tălpi continui fundate pe medii necoezive:

$$P_{ad} = \gamma \cdot D \cdot + \frac{r \cdot \frac{B}{2} \cdot N_{\gamma} + \gamma D(N_q - 1) + c N_c}{F}; \quad (4.92)$$

— pentru tălpi izolate fundate pe medii necoezive:

$$P_{ad} = \gamma D + \frac{\left(1 - 0,2 \frac{B}{L}\right) \cdot \gamma \frac{B}{2} \cdot N_{\gamma} + \gamma \cdot D(N_q - 1) + \left(1 + 0,2 \frac{B}{L}\right) \cdot c \cdot N_c}{F}; \quad (4.93)$$

— pentru tălpi continui în medii pur coezive:

$$P_{ad} = \gamma D + \frac{5,14 c_u}{F}; \quad (4.94)$$

— pentru tălpi izolate în medii coezive:

$$P_{ad} = \gamma D + \frac{5,14 \left(1 + 0,2 \frac{B}{L}\right) \cdot c_u}{F}; \quad (4.95)$$

— pentru tălpi circulare în medii coezive:

$$P_{ad} = \gamma D + \frac{6,2 \cdot c_u}{F}. \quad (4.96)$$

— De Beer, dezvoltînd relațiile lui Buisman și ținînd seamă că unghiul de frecare interioară variază în funcție de adîncimea săpăturii de fundație, a stabilit formula presiunii critice. Aplicînd coeficientul de siguranță 2 la formula de mai sus rezultă următoarea valoare a presiunii admisibile:

$$P_{ad} = \frac{1}{2} \left[p_{gz} \left\{ F(\varphi, \varphi_u) \operatorname{tg} \varphi \left(\frac{p_{gz0}}{p_{gz}} \right)^{\operatorname{tg} \varphi_u} - \frac{\operatorname{tg} \varphi}{\operatorname{tg} \varphi_u} + 1 \right\} + V'_g \gamma B + V'_c \cdot c \right] \quad (4.97)$$

unde: p_{gz} este presiunea litologică la nivelul de calcul;

p_{gz0} — presiunea litologică de la talpa de fundare;

$F(\varphi, \varphi_u)$ — o funcție față de unghiurile φ și φ_u dată în curba din fig. 4.31;

V'_g — o funcție de φ , dată în fig. 4.32;

V'_c — o funcție de φ_u , dată în fig. 4.32.

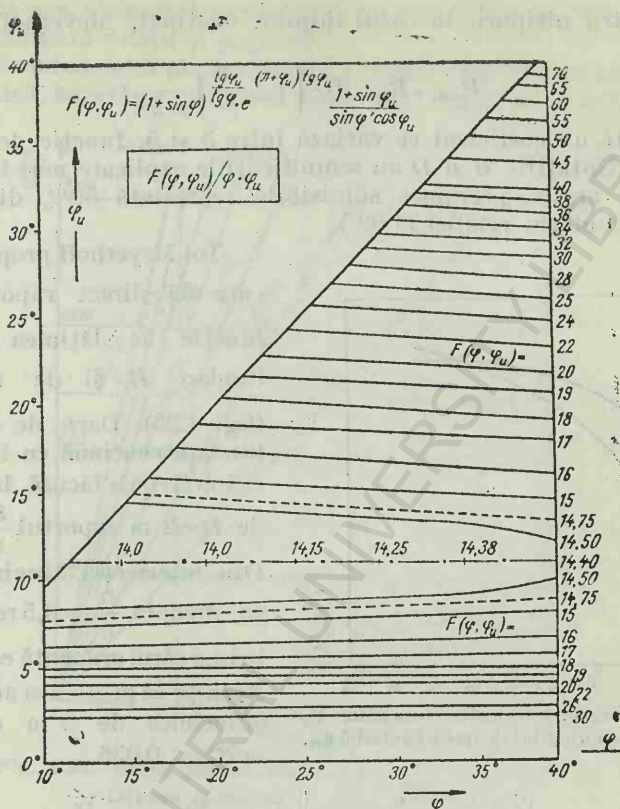


Fig. 4.31. Graficul valorilor funcției $F(\varphi, \varphi_u) / \varphi \cdot \varphi_u$ în raport cu mărimea unghiurilor de frecare internă φ, φ_u .

Relația (4.97) a fost calculată pentru o talpă continuă și se aplică în special pentru medii necoezive.

Valori informative ale presiunilor admisibile calculate pe baza rezistențelor la penetrare pe con sînt date de următoarele formule:

— pentru nisipuri, L' Herminier a stabilit formula:

$$P_{ad} = \frac{R_{pc}}{10}; \quad (4.98)$$

— pentru argile, argile nisipoase sau nisipuri De Beer a stabilit următoarea formulă:

$$P_{ad} = 0,20 R_{pc}; \quad (4.99)$$

— pentru nisipuri, în cazul tălpilor continui, Meyerhoff a stabilit formula:

$$P_{ad} = R_{pc} \cdot B \cdot \left(1 + \frac{D}{B} \right) \frac{1}{20 a}, \quad (4.99')$$

unde a este un coeficient ce variază între 3 și 5, funcție de densitatea aparentă. Notațiile B și D au semnificațiile explicate mai înainte.

Pentru argile presiunea admisibilă reprezintă 50% din valoarea rezultată conform relației (4.99').

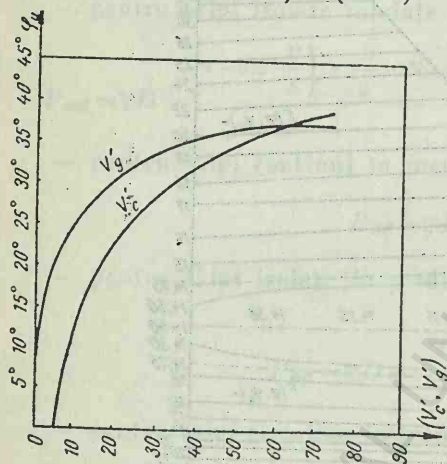


Fig. 4.32. Graficul valorilor funcțiilor V'_g și V'_c în raport cu unghiul de frecare internă φ_u .

Tot Meyerhoff propune o abacă care dă direct raportul $\frac{P_{ad}}{R_{pc}}$ în funcție de lățimea tălpii de fundare B și de raportul $\frac{D}{B}$ (fig. 4.33). Dacă, de exemplu, o fundație continuă cu lățimea $B = 1$ m trebuie făcută la adâncimea de $D = 2$ m raportul $\frac{D}{B}$ este 0,5. Din intersecția abscisei $B = 1$ m cu dreapta $\frac{D}{B} = 0,5$ rezultă punctul a , a cărui ordonată este de 0,036. Rezultă că presiunea admisibilă la adâncimea de 2 m este $P_{ad} = R_{pc} \times 0,036$.

φ_u	V'_c	V'_g		φ_u	V'_c	V'_g
0°	5,14	0		22°	15,28	4,60
2°	5,63	0,08		24°	19,32	6,14
4°	6,18	0,18		26°	22,25	8,31
6°	6,83	0,20		28°	25,80	11,10
8°	7,63	0,50		30°	30,14	15,13
10°	8,34	0,72		32°	35,49	20,21
12°	0,26	1,02		34°	42,16	28,23
14°	10,37	1,41		36°	50,18	—
16°	11,83	1,92		38°	51,35	—
18°	13,11	2,52		40°	75,91	81,75
20°	14,85	3,45				

b. Formule de calcul pentru fundații adânci

Se amintește că din punct de vedere dimensional, fundațiile adânci sînt caracterizate prin raportul $\frac{D}{B} \geq 10$ (D fiind adâncimea de fundare, iar

B — lăţimea sau diametrul mediu al fundaţiei. În aceste tipuri de fundaţii se încadrează piloţii şi puţurile.

Una din metodele de dimensionare a acestor tipuri de fundaţie este metoda statică, bazată pe utilizarea formulelor clasice fie pentru determi-

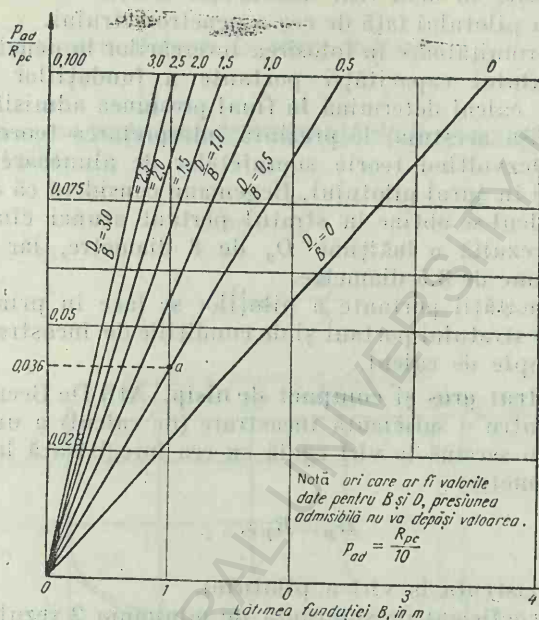


Fig. 4.33. Grafic pentru determinarea p_{ad} în funcție de lăţimea fundaţiei B și de raportul $\frac{D}{B}$:

p_{ad} — presiunea admisibilă; R_{pc} — rezistența la penetrare pe con;
 D — adâncimea de fundare

narea frecării laterale (pentru piloţii flotanţi), fie pentru determinarea încărcării pe vîrf. Acestea din urmă sînt deduse de obicei din relația stabilită de Terzaghi pentru secţiuni circulare, luîndu-se în considerare adîncimea și coeziunea. Însă, în urma verificării experimentale a acestor formule, s-au observat unele diferențe destul de mari. Astfel, s-a constatat că factorul N_q prezintă alte valori decît cele stabilite pentru fundații puțin adînci, și anume:

$$N_q = 10^{3.01 \lg \varphi} = e^{7.1 \lg \varphi} \text{ (Caquot și Kerisel)} \quad (4.100)$$

sau

$$N_q = 10^{N \lg \varphi} \text{ (unde } N = 3,7 \dots 2,7 \text{ pentru } B = 32 \text{ cm).} \quad (4.101)$$

Folosirea acestor formule este delicată, mai ales pentru faptul că prin penetrarea piloților densitatea rocilor se modifică. Pentru dimensionarea piloților s-a preferat folosirea încercărilor la penetrare, care prezintă un caracter omotetic și de similitudine cu fundațiile adânci (10,12], deși nu se cunoaște în mod real distribuția eforturilor în masivul de rocă la afundarea pilotului față de cea a penetrometrului.

Perspective promițătoare în folosirea încercărilor la penetrare pentru întocmirea calculului capacității portante a fundațiilor adânci (se înțelege că acest calcul determină în final presiunea admisibilă la virful pilotului și fișa acestuia) le prezintă interpretarea teoretică făcută de Begemann. Dezvoltând teoria suprafețelor de alunecare după spirale logaritmice în jurul pilotului, Begemann consideră că o încastrare a pilotului de calcul se obține în stratul portant atunci când deasupra tălpii pilotului rezultă o înălțime D_0 de 8 diametre, iar dedesubtul acesteia o adâncime de 3,5 diametre.

Calculul capacității portante a piloților se face în primul rînd în funcție de natura stratului portant și de condițiile de încastrare. Prezentăm cîteva exemple de calcul.

Cazul unui strat gros și compact de nisip. Atît De Beer cît și Begemann indică, pentru o suficientă încastrare (de calcul) a unui pilot în stratul portant, o sarcină la vîrf egală cu cea înregistrată la acel nivel de către penetrometru:

$$R_p = R_{pc}, \quad (4.102)$$

unde R_p este rezistența la vîrf a pilotului.

Aplicînd un coeficient de siguranță de minimum 2 rezultă:

$$p_{ad} = \frac{R_{pc}}{2}. \quad (4.103)$$

Begemann, în plus, determină valoarea rezistenței la penetrare pe con cu următoarea formulă:

$$R_{pc} = \frac{R_{pc1} + R_{pc2}}{2}, \quad (4.104)$$

în care: R_{pc1} este rezistența medie la penetrare pe con, obținută în urma încercării la penetrare pe o înălțime a de $8D$ deasupra nivelului corespunzător bazei pilotului, cu o secțiune al cărei diametru este D ;

R_{pc2} — rezistența la penetrare pe con medie, obținută pe o adâncime b de $3,5 D$ dedesubtul bazei pilotului.

Alți autori indică și alte valori ale înălțimii și ale adâncimii b :

$$\left. \begin{array}{l} a=2,75D \\ b=1D \end{array} \right\} \text{pentru nisipuri cu îndesare redusă;}$$

$$\left. \begin{array}{l} a=15D \\ b=14D \end{array} \right\} \text{pentru nisipuri în stare îndesată.}$$

Aplicându-se un coeficient de siguranță de 2—3 rezultă sarcina admisibilă a pilotului:

$$P_{ad} = \frac{R_{pc}}{2}; \quad (4.104')$$

$$P_{ad} = \frac{R_{pc}}{3}. \quad (4.104'')$$

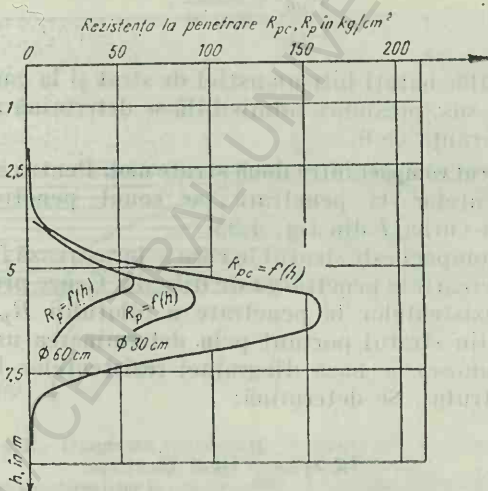


Fig. 4.34. Diagrama rezistenței la penetrare pe conul penetrometrului și la virful piloților cu diametre de 30 și 60 cm.

Cazul unui strat de nisip cu intercalații prăfoase-argiloase către bază. Pentru acest caz, cînd diagrama rezistențelor la penetrare pe con înregistrează reduceri către bază (fig. 4.34), Begemann indică pentru cal-

culul rezistenței la virf a pilotului aceeași formulă ca în relația (4.104), însă pentru valoarea R_{pc2} propune următorul calcul:

$$R_{pc2} = \frac{R_{pca} + R_{pcb} + R_{pcc} \dots + R_{pcn} + nR_{pcn}}{2n}, \quad (4.105)$$

unde:

R_{pca}, R_{pcb} sînt rezistențele la penetrare pe con obținute pe toată adîncimea $b = 3,5 D$ sub nivelul de încăstrare a bazei pilotului cu secțiune maximă, afară de ultima rezistență $R_{pc,n}$ obținută la adîncimea maximă de $3,5 D$; n este numărul citirilor ale rezistenței R_{pc} obținute din diagrama de penetrare pe adîncimea $3,5 D$ inclusiv ultima (R_{pcn}).

Valoarea obținută pentru R_{pc2} se introduce în relația (4.104) și apoi R_{pc} obținut se introduce în relația (4.103). Sarcina admisibilă pentru acest caz se obține adăugînd un coeficient de siguranță pînă la 6 [6]:

$$P_{ad} = \frac{R_{pc}}{2,6 \dots 6}. \quad (4.106)$$

În cazul piloților bătuți într-un astfel de strat și la care nu se aplică formulele de mai sus, presiunea admisibilă se determină aplicîndu-se un coeficient de siguranță de 6.

Cazul unui strat compact între două strate moi. Pentru acest caz, o diagramă a rezistențelor la penetrare pe conul penetrometrului este reprezentată prin curba 1 din fig. 4.35.

Dacă stratul compact este stratul în care se încastrează fundația, atunci interpretarea încercării la penetrare este dificilă. Geuze propune rectificarea diagramei rezistențelor la penetrare a pilotului R_p la intrarea și ieșirea acestuia din stratul portant prin determinarea unghiurilor α_1 și β_1 (care nu se cunosc) pe baza diagramei rezistențelor la penetrare pe conul penetrometrului. Se determină:

$$\operatorname{tg} \alpha_1 = \frac{B}{b} \operatorname{tg} \alpha \text{ și} \quad (4.107)$$

$$\operatorname{tg} \beta_1 = \frac{B}{b} \operatorname{tg} \beta$$

unde: $\alpha_1, \beta_1, \alpha$ și β sînt unghiurile conform figurii 4.35; B este diametrul pilotului, iar b — diametrul penetrării.

Rectificîndu-se diagrama rezistențelor R_p , se determină sarcina pe virful pilotului. Se aplică apoi un coeficient de siguranță de minimum 3, determinîndu-se sarcina admisibilă a pilotului [6].

Cazul stratelor groase de argilă. De Beer propune două formule pentru calcularea sarcinii pe vârful unui pilot pe baza încercărilor la penetrare:

$$R_{p1} \leq \frac{R_{pe} \times A}{1,1}; \quad (4.108)$$

$$R_{p2} \leq \frac{R_{pe} \times A + \frac{F_{pM} \times U}{K}}{3}. \quad (4.109)$$

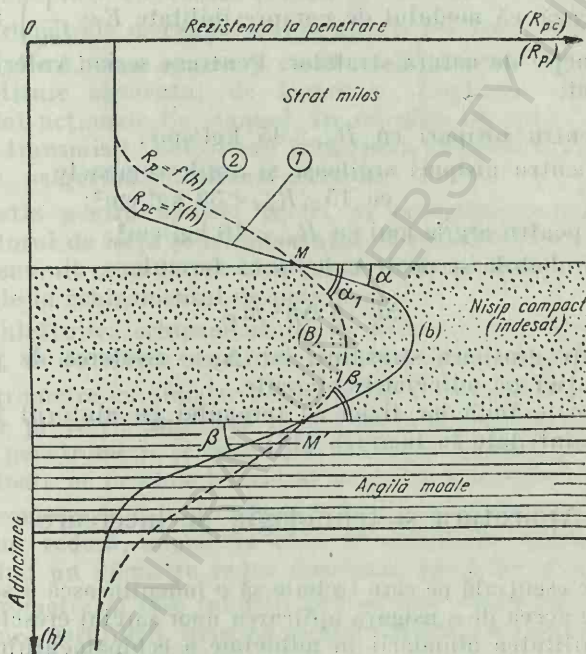


Fig. 4.35. Diagrama rezistenței la penetrare a unui pilot rectificată după regula lui Geuze:

— curba rezistențelor la penetrare R_{pe} pe conul penetrometrului cu diametrul b ; ... curba rezistențelor la penetrare R_p pe vârful pilotului cu diametrului B

în care: F_{pM} este forța de frecare laterală pe mantaua penetrometrului; U — perimetrul pilotului, cm; A — secțiunea pilotului, cm; K — perimetrul mantalei.

Sarcina pe vârful pilotului va fi cea mai mică din cele două relații (4.108 și 109).

Estimarea modului de compresibilitate și a tasărilor probabile. În lipsa unor încercări de laborator la edometru, sau pentru a completa încercările de laborator, modulul de compresibilitate se poate estima pe baza încercărilor la penetrare statică în sonde de penetrare, folosind formula:

$$m_v = \frac{1}{\alpha \cdot R_{pc}}, \quad (4.110)$$

în care: m_v este coeficientul de compresibilitate volumetrică specifică (se menționează că modulul de compresibilitate $E = \frac{1}{m_v}$), iar α este un coeficient funcție de natura straturilor. Pentru α se iau valori în funcție de R_{pc} , astfel:

$\alpha = 1,5$ pentru nisipuri cu $R_{pc} > 45 \text{ kgf/cm}^2$;

$2 < \alpha < 5$ pentru nisipuri argiloase și argile compacte cu $15 < R_{pc} < 30 \text{ kgf/cm}^2$;

$5 < \alpha < 10$ pentru argile moi cu $R_{pc} < 10 \text{ kgf/cm}^2$.

Tasarea probabilă se poate calcula cu formula:

$$\Delta h = h \cdot \Delta p \cdot m_v, \quad (4.111)$$

în care: h este grosimea stratului, iar Δp — creșterea de presiune la centrul fundației pe adâncimile aferente.

Determinările indicilor fizici ai terenului cu ajutorul încercărilor la penetrare sînt date în lucrarea [18].

4.1.2.3. Aparatura și tehnologia de încercare

O condiție esențială pe care trebuie să o îndeplinească o schemă constructivă este aceea de a asigura aplicarea unor sarcini crescînde care să asigure posibilitatea afundării în adîncime a echipamentului de penetrare. Această condiție, precum și necesitatea estimării reale a eforturilor reactive ale terenului la afundarea echipamentului de penetrare în adîncime a condus la conceperea a diferite tipuri de penetrometre.

Indiferent de schemele tehnologice și constructive, aparatura pentru încercări de penetrare în sonde comportă 4 sisteme funcționale și anume:

- sistemul de creare a forței de încărcare;
- sistemul de afundare (echipamentul de penetrare);
- sistemul de măsurare a eforturilor reactive și a deformațiilor la penetrare ale terenului;
- sistemul de echilibrare a forței reactive a elementului de acționare.

1. După sistemul de creare a forței de încărcare se deosebesc *penetrometre acționate hidraulic* și *penetrometre acționate mecanic*.

A. Penetrometrele hidraulice sînt acționate prin intermediul unei prese cilindru-piston, pusă în funcțiune de către un agregat format din pompă și motor electric. Cilindrul presei se află pe un stativ fixat pe un șasiu, acesta din urmă fiind așezat sau pe pneuri sau pe un cadru de ancoraj. Pistonul presei, cu cursa mărită, generează forța de încărcare asupra echipamentului de penetrare, pe care îl antrenează în afundare. Operația de presare-afundare se efectuează pentru fiecare tije și tub în parte.

B. Penetrometrele mecanice sînt acționate printr-un angrenaj roată dințată-cremalieră, sau angrenaj roată melcată-melc. Cremaliera sau melcul constituie elementul de încărcare. Cuplurile de angrenare respective sînt acționate fie manual, fie de către un motor, prin intermediul unei transmisii. Melcul sau cremaliera antrenează echipamentul de penetrare, asigurînd afundarea acestuia.

Caracteristic pentru ambele tipuri de penetrometre este faptul că între generatorul de forță și echipamentul de penetrare este întrepus un dispozitiv denumit „cap de presiune“, care preia sarcina de la generator și o distribuie la echipamentul de penetrare.

2. După alcătuirea echipamentului de penetrare sau după principiul de afundare, se deosebesc următoarele tipuri de penetrometre:

A. Penetrometre cu afundarea simultană și dependentă a garniturii de tuburi de protecție împreună cu garnitura de tije de penetrare. La acest tip de penetrometre se deosebesc, în ceea ce privește frecarea tuburilor protectoare pe peretele lateral al sondajului, următoarele subtipuri:

a) penetrometre la care garnitura tuburilor protectoare freacă numai pe o porțiune redusă, anume în zona de asamblare mufă-cep, în rest tuburile avînd un diametru redus (grosimea peretelui este micșorată);

b) penetrometre la care tuburile protectoare au același diametru pe toată lungimea garniturii, frecarea acestora făcîndu-se pe toată lungimea peretelui lateral al sondajului;

c) penetrometre la care garnitura de tuburi protectoare freacă pe peretele lateral pe o porțiune limitată, situată la partea inferioară a sondajului, anume acolo unde subansamblul garniturii de tuburi prezintă un diametru mărit.

B. Penetrometre cu afundarea intercalată a garniturii de tije-con de penetrare față de garnitura de tuburi protectoare, prin intermediul capului de presiune, al cărui sistem constructiv permite acest tip de avansare a echipamentului de penetrare.

Față de felul în care garnitura de tuburi protectoare freacă pe peretele lateral al sondajului se întîlnesc și la acest tip de penetrometre subti-

purile descrise la punctele 2.A b și 2.A c. Penetrometrele din grupa A se mai numesc și penetrometre cu con fix, iar cele din grupa B se mai numesc și penetrometre cu con mobil.

3. După sistemul de măsurare a stării reactive a terenului supus încărcării la penetrare și după alcătuirea constructivă a echipamentului de penetrare se deosebesc următoarele tipuri de penetrometre:

A. Penetrometre care măsoară numai rezistența la penetrare pe con, echipamentul de penetrare fiind asemănător celui de la 2.A.a. Efortul reactiv măsurat în acest caz nu reprezintă de fapt numai rezistența rocii la penetrare pe suprafața conului, ci și rezistența la frecare obținută pe suprafața laterală a sondajului în zonele de contact cu garnitura tuburilor protectoare. Pentru că suprafața de contact este redusă și valoarea rezistenței la frecare laterală va fi redusă, astfel că măsurarea rezistenței la penetrare pe con cu acest tip de penetrometre nu va prezenta erori apreciable.

B. Penetrometre care măsoară atât rezistența la penetrare pe con, cât și rezistența la frecare pe suprafața laterală a sondajului în contact cu garnitura de tuburi protectoare. În funcție de mărimea suprafeței de contact se deosebesc penetrometre de tipurile descrise la punctele 2. A. b. și 2. A. c. La penetrometrele din această categorie se deosebesc două subtipuri:

a. Penetrometre care în timpul afundării măsoară separat atât reacțiunea rocii pe suprafața conului (rezistența la penetrare pe con), cât și reacțiunea totală obținută pe suprafața conului și pe suprafața laterală a sondei în contact cu garnitura de tuburi protectoare (rezistența pe con și rezistența la frecare laterală). Rezistența la frecare a tuburilor protectoare pe suprafața laterală a sondei se obține prin diferența celor două forțe măsurate.

b. Penetrometre care în timpul afundării măsoară separat efortul la penetrare pe suprafața conului, efortul la frecare laterală și efortul reactiv total, prin afundare simultană a celor două garnituri.

Transmiterea forței la echipamentul de penetrare conform principiilor de măsurare enumerate mai sus, este posibilă prin adoptarea unor scheme funcționale adecvate capului de presiune. Se menționează că în capul de presiune se montează doza de măsurare.

Din punct de vedere al principiului de măsurare se deosebesc următoarele tipuri de doze:

Dozele hidraulice, alcătuite după principiul presei hidraulice și anume: cilindru-piston, fluid și manometru. Prin acționarea efortului reactiv asupra pistonului (elementul activ), acesta transmite presiunea asupra fluidului și în continuare asupra tubului elastic al manometrului, care indică efortul obținut.

Doze mecanico-elastice de tipul inelelor dinamometrice. Eforturile reactive transmise la capetele inelului face ca acesta să se deformeze elastic (fără deformații remanente pînă la o anumită valoare a presiunii). Prin măsurarea deformațiilor inelului cu ajutorul unui microcomparator se obțin forțele corespunzătoare conform unui grafic de etalonare a inelului forță-deformare.

Traductori electrici, montați în capul de presiune al penetrometrului în funcție de principiul de măsurare adoptat. După numărul traductorilor se deosebesc:

- penetrometre cu un singur traductor, care măsoară numai efortul reactiv de suprafața conului;

- penetrometre cu traductori etajați, care măsoară atât efortul reactiv de pe con cît și cel rezultat de pe suprafața laterală a sondajului la contactul cu garnitura tuburilor protectoare.

4. După sistemul de echilibrare a forței reactive ale elementului de acționare se deosebesc:

A. Penetrometre care echilibrează forța reactivă prin greutatea aparaturii sau prin lestare; la acestea, pentru echilibrarea forței reactive se adaugă diferite greutăți pe platforma aparaturii. În general, pentru lestare se folosesc autocamioane cu o greutate echivalentă forței maxime de penetrare. Din această cauză aceste penetrometre se și numesc penetrometre cu sistem de echilibrare pe pneuri.

B. Penetrometre care echilibrează forța reactivă cu ajutorul unui cadru metalic de care sînt fixate burghiuri de ancorare. Acestea din urmă solicită terenul la tracțiune. Deci forța reactivă a elementului de acționare la penetrometre este echilibrată în acest sistem de către rezistența la tracțiune a terenului situat în zona superficială și în afara zonei terenului supus la penetrare.

Ținînd seama pe de o parte de diversificarea penetrometrelor în funcție de sistemele constructive, iar pe de altă parte de tipurile uzuale de penetrometre cu care actualmente se efectuează astfel de încercări, în cele ce urmează se vor descrie cele mai importante aparaturi care au la bază clasificarea din punct de vedere al creării forței de încărcare.

Penetrometre cu acționare mecanică. Penetrometrele din această grupă sînt acționate manual sau de către un motor.

Penetrometre acționate manual. Un penetrometru acționat manual cu o largă răspîndire este penetrometrul olandez de 2,5 tone sau 10 tone (vezi schemele funcționale din fig. 4.36).

Din punct de vedere constructiv schemele funcționale ale acestor penetrometre se caracterizează după cum urmează: Sistemul de creare a forței de încărcare, atât la penetrometrul de 2,5t cît și la cel de 10t, este constituit dintr-un angrenaj de roți dințate, pentru angrenarea unei cremaliere 2.

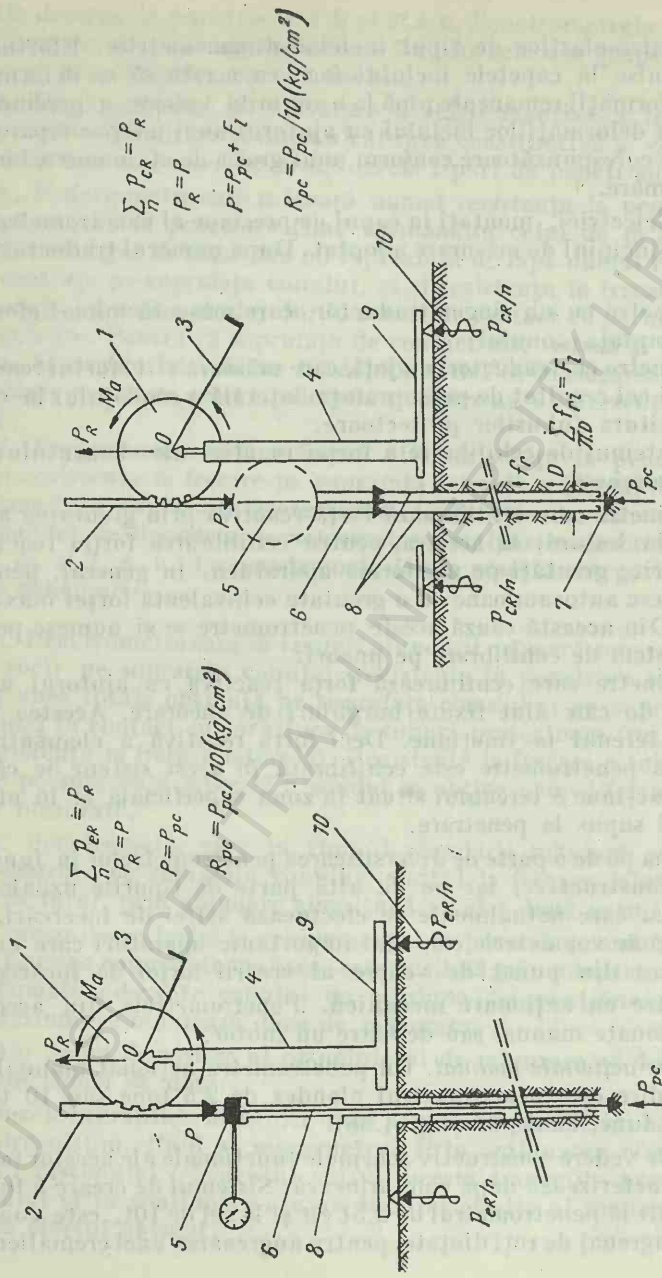


Fig. 4.36. Scheme funcționale ale penetrometrelor olandeze (v. și fig. 4.39):

a — penetrometru cu sarcină de penetrare de 2,5 t; b — penetrometru cu sarcină de penetrare de 10 t, 1 — angrenaj de roți dințate;
 2 — cremalieră; 3 — manivelă; 4 — stativ; 5 — cap de presiune-doză hidrostatică (v. și fig. 4.38); 6 — garnitură de tije de penetrare;
 7 — conul de penetrare; 8 — garnitură de tuburi protectoare; 9 — cadru metalic; 10 — burghiu de ancoraj; n — numărul burghiilor
 de ancoraj; P_{Rc} — efortul reactiv — (rezistența la tracțiune a terenului în zona de suprafață) P_R — efortul la angrenaj;
 p — efortul de penetrare pe suprafața conului; P_{pc} — efortul de penetrare pe suprafața conului; F_L — forța de frecare pe suprafața
 laterală a tuburilor de protecție.

Mecanismul roților dințate, situat în cutia de angrenare, este antrenat manual printr-o manivelă 3, cu ajutorul unui lanț de angrenare.

Partea cinematică a mecanismului de angrenare cilindrică cu roți dințate este situată în cutia de angrenare 1.

Cuplul de angrenare se poate realiza după două viteze în funcție de necesitățile de manevrare a echipamentului de penetrare. În acest scop, mecanismul de angrenare este alcătuit din două axe: unul de antrenare și celălalt de cuplare a cremalierei prin intermediul unei roți dințate.

Sistemul de afundare a echipamentului de penetrare la penetrometrul de 2,5 t este corespunzător celui descris la pct. 2.A.a, din acest paragraf. Deci garnitura de tije de penetrare 6 din fig. 4.36 a, la care este fixat conul 7, este acționată de către capul de presiune concomitent cu garnitura de tuburi protectoare 8.

La penetrometrul manual de 10 t, garnitura de tije de penetrare-con 6 și 7 poate fi afundată intercalat față de garnitura de tuburi 8, echipamentul de penetrare funcționând conform celor descrise la pct. 2.B.b.

Se menționează că conul de penetrare brevetat de Goudsche Machinefabrick a fost adaptat pentru a se evita obținerea unor măsurători eronate din cauza gripării spațiului dintre garniturile echipamentului de penetrare din apropierea conului. Conul prezintă un unghi de 60° , un diametru la bază de 36 mm și o suprafață de 10 cm² pentru o transformare comodă a eforturilor în rezistență la penetrare (R_{pe}).

Sistemul de afundare a echipamentului de penetrare cu care se măsoară și rezistența la frecarea pe suprafața laterală a sondajului (frecare pe peretele garniturii de tuburi protectoare) este mai avantajos decât sistemul care măsoară numai rezistența pe con.

La recomandările lui Begemann privind necesitatea determinării rezistenței la frecare laterală numai pe o lungime redusă (în apropierea conului de penetrare) s-a adoptat în schema echipamentului de penetrare a penetrometrului olandez un sistem constructiv prezentat în fig. 4.37. Afundarea intercalată a echipamentului de penetrare este făcută astfel:

În poziția *a*, atât garnitura de tije 1 (la care este fixată în partea inferioară, prin înfiletare, conul de penetrare), cât și garnitura de tuburi protectoare (2, 3 și 5) se afundă concomitent. Ultimul tub protector 5 are un diametru redus, acesta putând culisa în mantaua protectoare 4, care la rândul ei constituie partea superioară a conului de penetrare.

În poziția *b* se mențin în loc tuburile protectoare 2, avansându-se numai cu garnitura de tije 1 la care este fixat conul cu mantaua protectoare 4.

În poziția *c* se menține în loc garnitura tuburilor protectoare 2, 3, se avansează garnitura de tije 1 împreună cu conul-manta 4 și cu ultimul tub protector 5.

Sistemul de măsurare a eforturilor reactive la penetrometrul olandez de 2,5 t se bazează pe principiul descris la pag. 364, pct. 3a, măsurându-se numai rezistența la penetrare pe con. În acest fel, forța la penetrare P este transmisă capului de presiune în care se află montată o doză hidraulică 5 (fig. 4.36, a). Capul de presiune transmite forța echi-

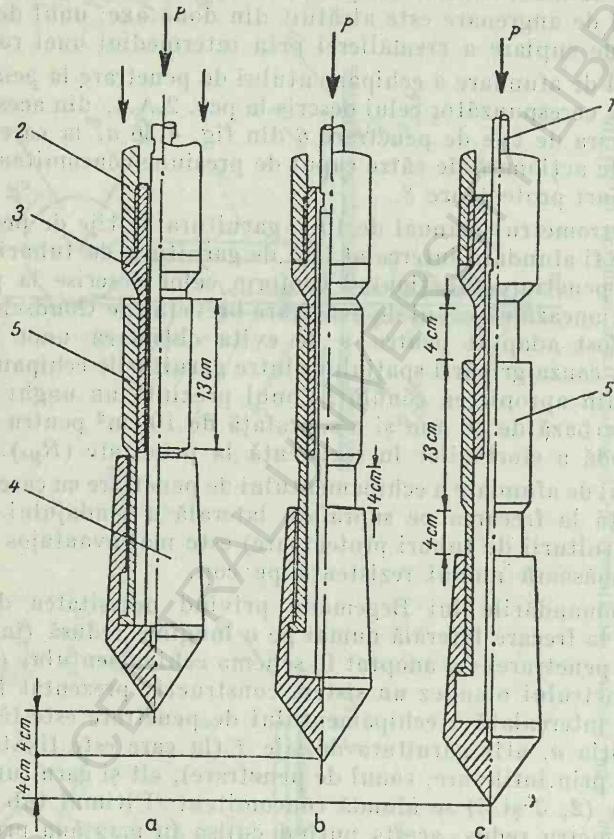


Fig. 4.37. Afundarea intercalată a echipamentului de penetrare cu măsurarea frecării laterale pe o lungime de 13 cm.

pamentului de penetrare, iar efortul reactiv de pe suprafața conului P_{pc} este înregistrat la manometrul dozei. Astfel:

$$P = P_{pc} = R_{pc} \times 10 \quad [\text{kgf/cm}^2]. \quad (4.112)$$

La penetrometrul de 10 t, principiul de măsurare a eforturilor reactive este asemănător cu cel descris la pag. 364. Forța este transmisă capului de presiune, prin intermediul căruia se realizează afundarea intercalată a echipamentului de penetrare, conform pozițiilor a , b și c din fig. 4.37.

Doza hidraulică a capului de presiune (fig. 4.38) este alcătuită din cilindrul 1, pistonul 2, manometrul 3 și inelele de etanșare 4.

Elementele constructive ale capului de presiune care efectuează manevra echipamentului de presiune în pozițiile a , b și c din fig. 4.38, corespunzătoare și pozițiilor a , b și c , din fig. 4.37, sînt: capul de presare 5, piesa specială de afundare 6, garnitura de antrenare 9 și manșonul 10.

Valorile care se pot citi la manometru sînt:

- efortul total reactiv, alcătuit din efortul P_{pe} distribuit pe suprafața conului și frecarea F_l pe peretele lateral al sondajului (v. fig. 4.38, a);
- efortul P_{pe} înregistrat numai pe suprafața conului (fig. 4.38, b);
- frecarea garniturii de tuburi protectoare pe suprafața laterală a sondajului: $F_l = \sum_{\pi \cdot D} f_{ri}$ (unde D este diametrul sondei, iar f_{ri} — rezistențele reziduale la frecare pe peretele lateral al sondajului).

Din schemele funcționale arătate în fig. 4.38 rezultă:

$$P_{at} = P_{ac} + P_{af} = P_{pe} + F_l \quad [\text{kgf}], \quad (4.112)$$

unde: P_{at} este forța de încărcare necesară pentru afundarea simultană a întregului echipament, P_{ac} — forța de încărcare necesară pentru afundarea conului, iar P_{af} — forța de încărcare necesară pentru afundarea tuburilor protectoare.

Sistemul de echilibrare a forței P_R (a elementului de acționare) este constituit, la ambele penetrometre, dintr-un cadru metalic din profile laminate 9 (fig. 4.36). La acest cadru sînt fixate cel puțin 4 burghiuri de ancoraj, care solicită la smulgere terenul din această zonă la o valoare echivalentă cu forța reactivă a elementului de acționare.

Expresia sistemului de echilibrare a forței reactive este:

$$\sum_n P_{eR} = P_R = P, \quad (4.113)$$

în care: P_{eR} este efortul la întindere ce revine unui burghiu de ancorare, iar P_R — forța reactivă a elementului de acționare.

Schema constructivă și tehnologică a penetrometrului de 2,5 t este prezentată în fig. 4.39.

Penetrometre acționate cu motor. Un penetrometru la care echipamentul de penetrare este acționat prin angrenaje mecanice cu transmisie la un

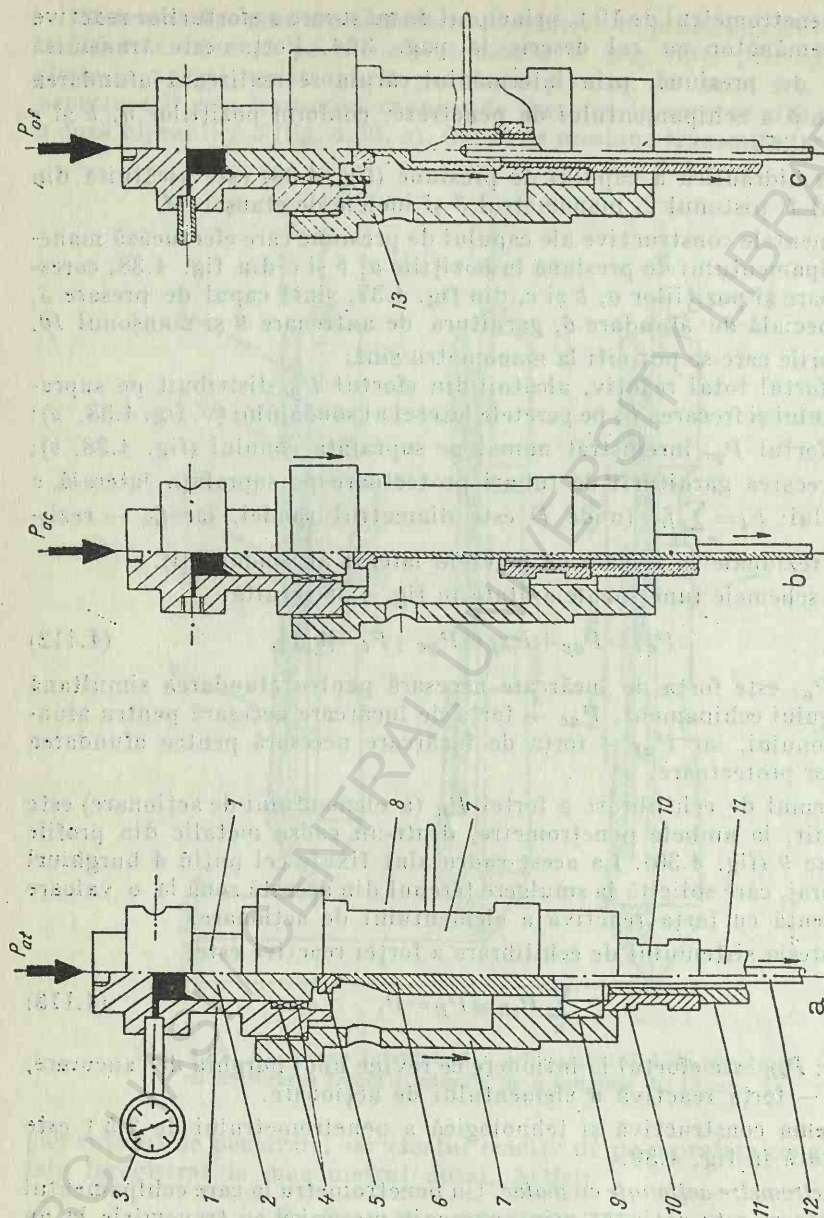


Fig. 4.38. Capul de presiune în pozițiile *a*, *b* și *c* de afundare a echipamentului de penetrare:

- 1 — cilindrul dozei; 2 — piston; 3 — manometru; 4 — inele de etanșare; 5 — anvil de presiune; 6 — piesă specială de afundare;
7 — garnitura capului de presiune; 8 — Țeavă; 9 — garnitura de antreneare; 10 — manșon; 11 — garnitura de tuburi protectoare;
12 — garnitura de țesături; 13 — țesătură.

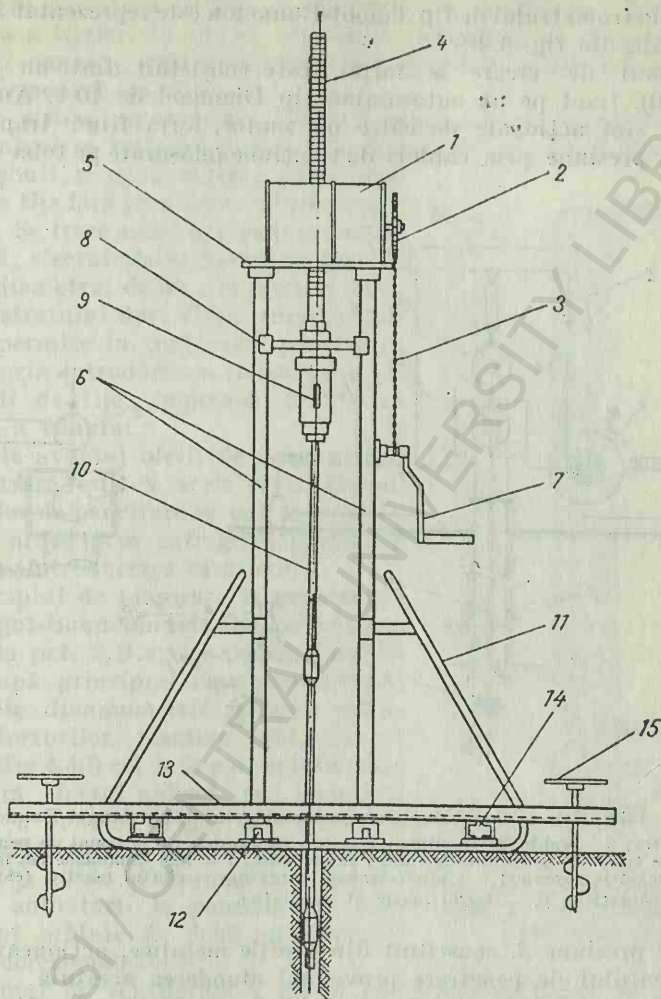


Fig. 4.39. Schema constructivă și tehnologică a penetrometrului de 2,5 t:

1 — cutie de angrenare; 2 — roata motoare; 3 — lanț de angrenare a roții motoare; 4 — crema-
lieră; 5 — placă de susținere a cutiei de angrenare; 6 — montanții stativului; 7 — manivelă;
8 — cadru pentru susținerea capului de presiune și de culisare a montanților; 9 — cap de
presiune; 10 — garnitura de tuburi protectoare; 11 — stativ; 12 — cadru de susținere a mon-
tanților; 13 — cadru metalic pentru susținerea burghiurilor de ancorare; 14 — cadru metalic;
15 — burghiuri de ancorare.

motor este penetrometrul de tip Jangot-Bonneton. Principiul de funcționare a penetrometrului de tip Jangot-Bonneton este reprezentat în schema funcțională din fig. 4.40.

Sistemul de creare a forței este constituit dintr-un trolu I (fig. 4.40), fixat pe un autocamion tip Diamond de 10 t. Angrenajele trolului sînt acționate de către un motor, forța fiind transmisă la capul de presiune prin cabluri de tracțiune înfășurate pe toba trolului.

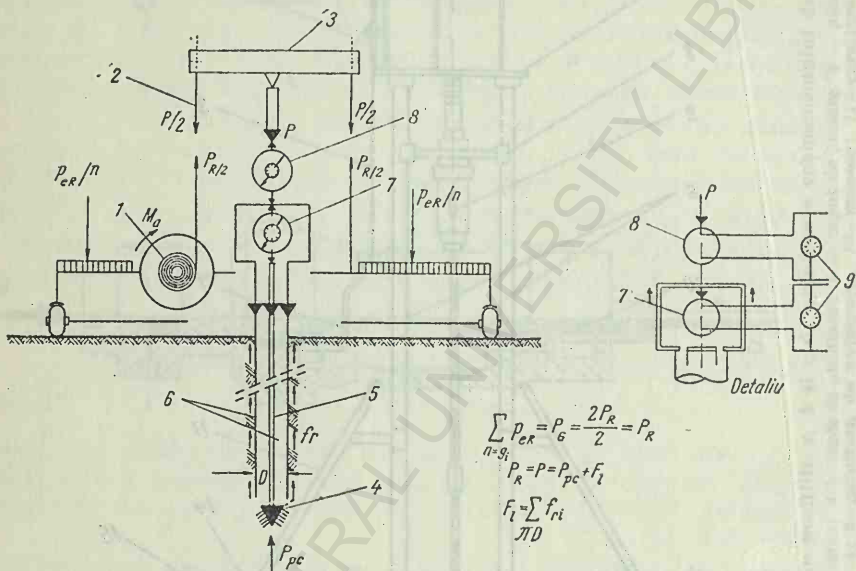


Fig. 4.40. Schema funcțională a penetrometrului de tip Jangot-Bonneton:

1 — trolu fix; 2 — cablu de tracțiune; 3 — cap de presiune; 4 — conul de penetrare; 5 — garnitură de teije; 6 — garnitura de tuburi protectoare; 7 — inel dinamometric inferior; 8 — inel dinamometric superior; 9 — microcomparator; p_{eR} — efortul reactiv (efortul unitar masic al instalației); p_0 — efortul masic al instalației.

Capul de presiune 3, constituit din profile metalice, acționează asupra echipamentului de penetrare provocând afundarea acestuia.

Modul de afundare a echipamentului de penetrare este cel descris la pct. 2.A.b, avînd însă unele particularități și anume:

Conul penetrometrului este constituit din două părți concentrice: o parte centrală, reprezentând conul de penetrare propriu-zis 1 (fig. 4.41) și care are un diametru de 35 mm, și o parte exterioară 2, cu un diametru exterior de 60 mm, care este solidară la garnitura de tuburi protectoare 3. Rezultă că efortul măsurat P_{pc} este cel care soliciță partea

centrală a conului, cu o suprafață de circa 10 cm². Partea centrală este solidară la garnitura de tije de penetrare 4, constituind chiar partea inferioară a tijelor. În timpul afundării, penetrarea se face după toată suprafața conului, cele două garnituri efectuind o mișcare simultană prin intermediul umărului 5.

Acest sistem constructiv prezintă avantajul că atunci cînd la un anumit nivel se întîlnesc strate mai dure, care nu pot fi penetrare în mod obișnuit, se poate extrage numai garnitura de tije fără garnitura de tuburi protectoare. Se trece astfel la o penetrometrie dinamică, efectuîndu-se baterii cu bare de oțel cu diametrul de 35 mm pînă la străbaterea stratului dur. După această operație se permite în continuare penetrarea statică, prin introducerea, în continuare a garniturii de tije, împreună cu partea centrală a conului.

Un alt avantaj oferit de acest sistem de penetrare este și acela că în timpul operațiilor de penetrare se pot face prelevări de probe prin extragerea garniturii de tije și introducerea carotierei.

Principiul de măsurare la penetrometrul Jangot-Bonneton este similar cu acela descris la pct. 3.B.a, iar dozele funcționează după principiul mecanico-electric.

Inelele dinamometrice pentru măsurarea eforturilor reactive sînt dispuse în etaj (fig 4.40) cel de la partea inferioară 7 măsoară efortul aplicat pe suprafața centrală a conului (P_{pc}), iar cel de la partea superioară 8 înregistrează efortul total ($P_{pc} + F_e$). Deformațiile inelelor datorită solicitării la penetrare a terenului sînt arătate de două microcompatoare corespundente 9.

Sistemul de echilibrare a forței reactive este bazat pe principiul descris la pct. 4.A. Forța de echilibrare o constituie la această aparatură greutatea P_G a autocamionului, care este de 10 t. Expresia analitică a acestui sistem de echilibrare, conform fig. 4.40, este:

$$\sum_{n=q_i} p_{eR} = P_G = \frac{2 P_R}{2} P_R, \quad (4.114)$$

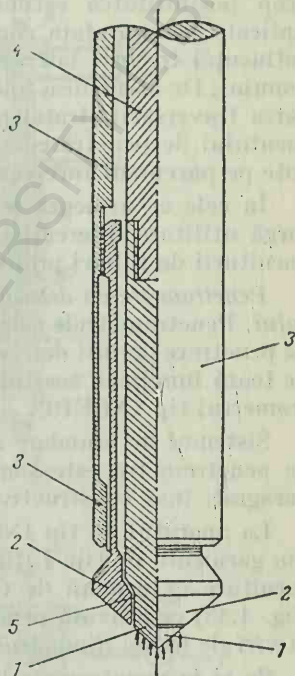


Fig. 4.41. Echipamentul de penetrare al penetrometrului tip Jangot-Bonneton.

în care: p_{eR} este efortul unilar din greutatea autocamionului, iar P_R — forța reactivă de acționare.

Penetrometre acționate hidraulic. Motivul pentru care s-a adoptat acest sistem de acționare l-a constituit simplificarea schemei constructive a aparaturii, astfel ca să se poată efectua încercări la penetrare și la adâncimi mari. Celelalte sisteme funcționale din schema constructivă a penetrometrului acționate hidraulic diferă. Această diferențiere are ca scop posibilitatea estimării cât mai exacte și separate a eforturilor aplicate pe suprafața conului față de frecarea laterală, sau eliminarea influenței frecării laterale asupra măsurării eforturilor de pe suprafața conului. De asemenea, unele perfecționări constructive urmăresc posibilitatea traversării straturilor dure fără manevrări suplimentare ale echipamentului de penetrare, sau posibilitatea prelevării unor probe netulburate pe parcursul încercărilor la penetrare, precum și altele.

În cele ce urmează se vor descrie câteva tipuri de penetrometre de largă utilitate diferențiate din punctul de vedere al măsurării frecării garniturii de tuburi protectoare pe suprafața laterală a sondajului.

Penetrometre cu determinarea frecării laterale pe toată lungimea sondajului. Penetrometrele care prin alcătuirea constructivă a echipamentului de penetrare permit determinarea frecării pe peretele lateral al sondajului pe toată lungimea acestuia sînt penetrometrul tip SOL-ESSAIS și penetrometrul tip INCERC.

Sistemul de afundare a echipamentului de penetrare la aceste tipuri de penetrometre este similar cu acela descris la pct. 2.A.b. din acest paragraf, însă constructiv cele două tipuri diferă între ele.

La aparatul de tip INCERC echipamentul de penetrare este alcătuit din garnitura de tije 1 (fig. 4.42), care realizează afundarea simultan cu garnitura exterioară de tuburi protectoare 2. Ultima tijă a garniturii (fig. 4.43) este fixată prin înfiletare la conul de penetrare 2, cu unghiul la vîrf de 60° și diametrul bazei de 36,5 mm.

Ca și la penetrometrele olandeze, conul de penetrare prezintă o prelungire laterală sub forma unei manșete, în interiorul căreia poate culisa, în timpul afundării, ultimul tub al garniturii de tuburi protectoare 3.

La penetrometrul tip SOL-ESSAIS, echipamentul de penetrare este constituit din garnitura de tuburi protectoare 1 (fig. 4.44), la care se infiltrează în partea inferioară piesa 2, ce joacă rolul ultimului tub. Conul de penetrare 3, cu diametrul bazei de 45, 75 sau 110 mm, este asemănător cu acela de la penetrometrul tip INCERC, însă la acesta este înfiletat un mic piston 4.

Rezistența la penetrare a rocii împinge în sus pistonul 4, care la rîndul lui apasă asupra fluidului 5. Coloana de fluid 3 (fig. 4.42, b), protejată de către tuburile protectoare 2, distribuie presiunea pînă la

doza hidrolică 4 (situată la suprafață); presiunea este înregistrată de manometrul 7 (fig. 4.42).

Sistemul de măsurare a eforturilor reactive la aceste aparate este similar cu acela descris la pct. 3.B.b.

La ambele tipuri de penetrometre, dozele funcționează după principiul hidrolic, fiind dispuse etajat. Etajul inferior (doza 5, fig. 4.42,

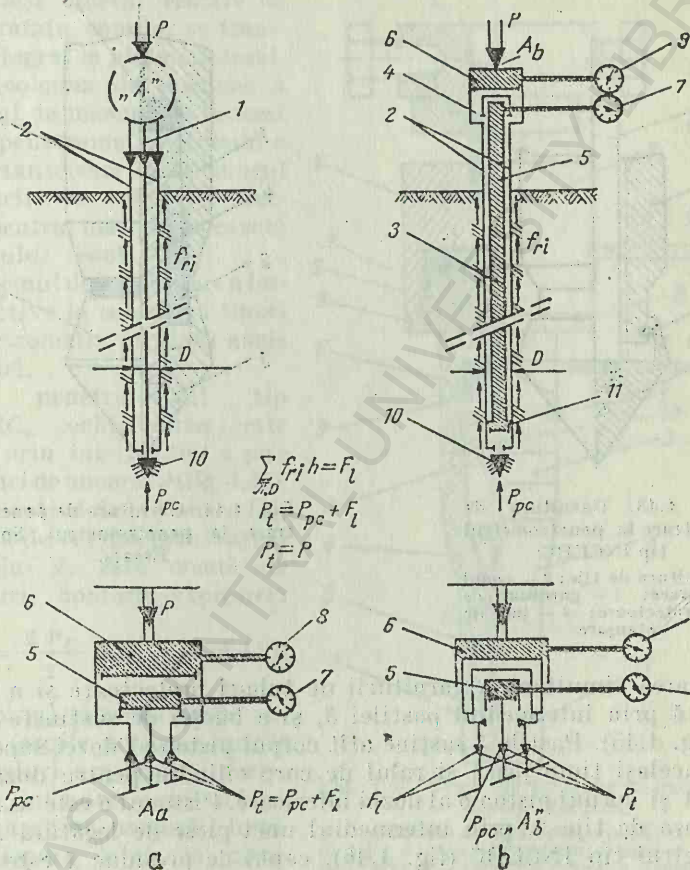


Fig. 4.42. Echipamentul de penetrare cu sistemele de măsurare a eforturilor reactive

a - la penetrometrul tip INCERC; b - la penetrometrul tip Sol Essais; 1 - garnitura de tijer; 2 - garnitura de tuburi protectoare; 3 - fluidul de măsurare; 4 - doza hidrolică etajată; 5 - doza hidrolică inferioară; 6 - doza hidrolică superioară; 7 - manometru ce măsoară efortul P_{pc} ; 8 - manometru ce măsoară efortul P_t ; 9 - manometru ce măsoară efortul P_t sau F_L ; 10 - conul de penetrare.

detaliul „A.a”) măsoară efortul reactiv al rocii P_{pc} , aplicat pe suprafața conului (10 cm^2), iar etajul superior (doza 6) măsoară efortul total P_t , deci și frecarea laterală F_1 pe toată lungimea sondajului.

În fig. 4.45 este arătat capul de presiune al penetrometrului tip INCERC, care condiționează afundarea echipamentului de penetrare.

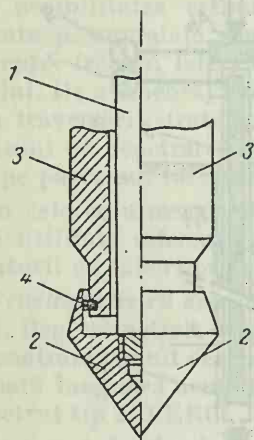


Fig. 4.43. Garnitura de penetrare la penetrometrul tip INCERC:

1 — garnitura de tijă; 2 — conul de penetrare; 3 — garnitura de tuburi protectoare; 4 — inel de etanșare

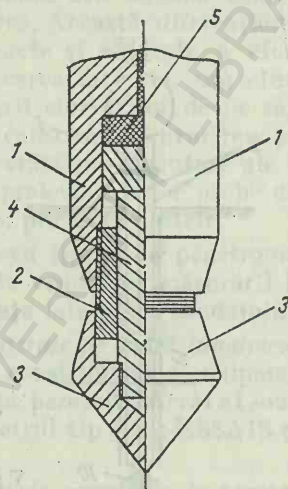


Fig. 4.44. Garnitura de penetrare la penetrometrul Sol-Essais.

Afundarea simultană a garniturii de tuburi protectoare și a tijelor este făcută prin intermediul pastilei 3, și a bușei de susținere a pastilei 4 (fig. 4.45). Pastila 3 susține atât corpul piston al dozei superioare (care în același timp joacă și rolul de corp cilindru pentru doza inferioară) cât și corpul piston 6 al dozei inferioare. Pistonul 6 este asamblat la garnitura de tijă 2, prin intermediul unei piese de legătură 14. La penetrometrul tip INCERC (fig. 4.46), capul de presiune 1 este asamblat la tija pistonului 2, de la presa hidraulică, prin intermediul unei piese de asamblare 5.

Culisarea ansamblului tije-piston presă-cap de presiune se realizează prin intermediul colierului 3, de care este prinsă tija pistonului 2. La rîndul lui, colierul culisează pe montanții stativului 4. Stativul susține, prin intermediul piesei jug 5, cilindrul presei 6.

La penetrometrul SOL-ESSAIS, din fig. 4.42, *b* se vede că în timp ce doza inferioară, cu manometrul corespunzător, 7, se află la suprafață, pistonul dozei 11 este situat în sondaj, în apropierea conului. Deci reacțiunea rocii pe suprafața conului este preluată de pistonul dozei și, prin intermediul coloanei de fluid, 3, acest efort este transmis la manometrul dozei 7, de la suprafață. Deși efortul reactiv de pe suprafața conului se transmite integral la pistonul dozei, totuși coloana de presiune a fluidului de măsură de la acest tip de penetrometru necesită o bună etanșeizare de-a lungul garniturii de tuburi protectoare pentru măsurarea exactă a efortului reactiv P_{pc} .

Sistemul de echilibrare a forței reactive la cele două tipuri de penetrometre prezintă unele deosebiri.

La penetrometrul tip INCERC, echilibrarea este făcută prin intermediul a șase burghiuri de ancoraj 9 (fig. 4.46). Forța reactivă de acționare P_R , preluată de cei doi montanți al stativului 4, este creată de burghiuri, conform expresiei:

$$\frac{6 P_{eR}}{6} = \frac{2 P_R}{2} = P. \quad (4.115)$$

În cazul terenurilor de suprafață (argile prăfoase, argile sau prafuri argiloase), rezistența la întindere rezultată pe cele 6 burghiuri asigură o forță de acționare pînă la circa 10 tone.

La penetrometrul tip SOL-ESSAIS echilibrarea forței reactive se face prin lestarsă (autocamioane de 15 tone pentru penetrometre cu baza

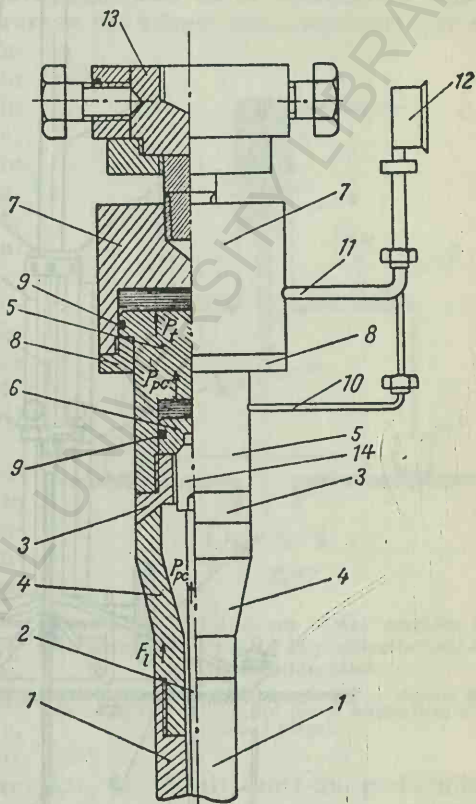


Fig. 4.45. Capul de presiune la penetrometrul de tip INCERC:

1 — garnitura de tuburi protectoare; 2 — garnitura de tijă; 3 — bușă de susținere; 4 — bușă de susținere; 5 — cilindru dozei de măsurare a eforturilor pe con (P_{pc}) și pistonul dozei de măsurare a efortului total (P_t); 6 — pistonul dozei inferioare (doză de măsurare a efortului P_{pc}); 7 — cilindru dozei superioare; 8 — bușă de fixare a cilindrilor; 9 — garnituri de etanșare a dozelor; 10 — racord la manometru de măsurare a efortului P_{pc} ; 11 — racord la manometrul 12 pentru măsurarea efortului P_t ; 13 — corp de asamblare la pistonul presei; 14 — piesa de legătură.

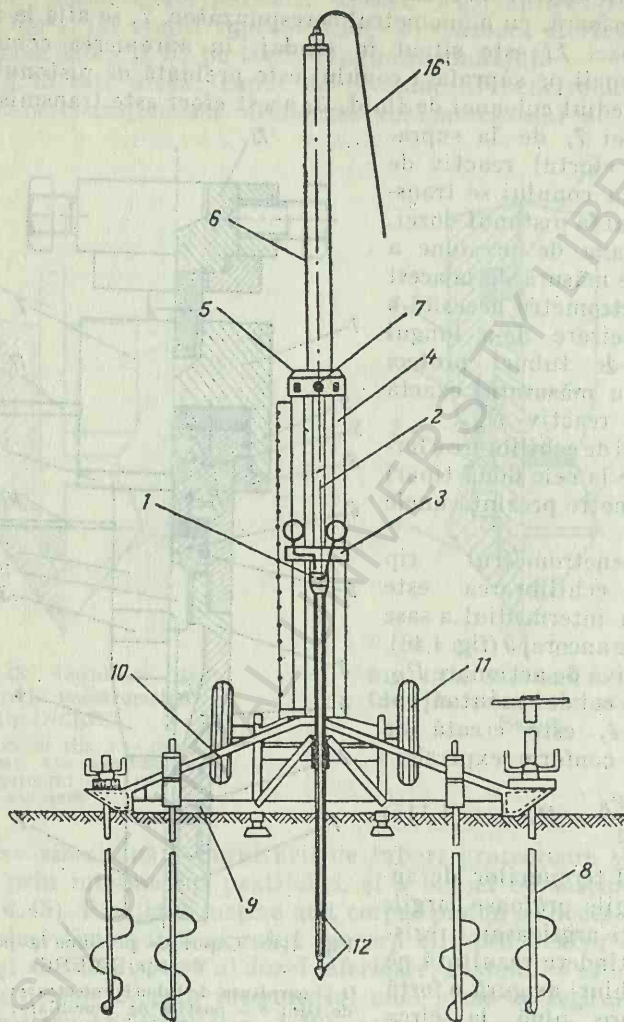


Fig. 4.46. Schema penetrometrului tip INCERC:

- 1 — capul de presiune; 2 — tija pistonului preseii; 3 — colier pentru solidarizarea tijei pistonului; 4 — montanți de susținere; 5 — piesă jug; 6 — cilindrul preseii hidraulice; 7 — șurubul piesei jug; 8 — burghiuri de ancoraj; 9 — șasiu; 11 — roți pe pneuri; 12 — echipamentul de penetrare;

conului de 45 mm, sau autocamioane de 26—30 tone pentru penetrometre cu baza conului de 110 mm), sau combinat (lestare și burghiuri de ancoraj), v. fig. 4.47.

Penetrometre cu determinarea frecării laterale pe lungimi reduse. Acest tip de penetrometre prezintă particularitatea că la sistemul de afundare a echipamentului de penetrare se pot adapta subansambluri care să permită măsurarea frecării laterale pe o adâncime redusă din lungimea sondajului și anume în apropierea conului de penetrare. Din această categorie fac parte penetrometrul tip olandez (fig. 4.48) cu generarea unei forțe de pînă la 10 t și penetrometrul tip Meurisse.

Sistemul de afundare a echipamentului de penetrare de la cele două penetrometre, așa după cum rezultă din descrierile făcute de către G. Sanglerat este totuși diferit.

Pe cînd la penetrometrul hidraulic olandez afundarea este simultană, după principiile descrise la pct. 2 A b și c, la penetrometrul tip Meurisse, afundarea este cu con mobil.

La penetrometrul tip Meurisse fazele de afundare a echipamentului de penetrare sînt asemănătoare cu cele arătate în fig. 4.37, c.

Însă echipamentul de penetrare a fost dotat cu un sistem brevetat, constituit dintr-un prelungitor și cămașă. Acest sistem permite, atunci cînd frecarea pe peretele lateral al sondajului provoacă blocarea cămășii 2, să se continue afundarea garniturii de tuburi protectoare 3 (fig. 4.49) împreună cu prelungitorul 1 și cu ultimul tub protector 4. Pentru că diametrul exterior al tuburilor protectoare este mai redus, frecarea pe peretele lateral se face numai pe suprafața prelungitorului 1, pe o lungime determinată. Conul de penetrare 5, cu diametrul la bază de 45 mm, este asemănător cu acela de la penetrometrele olandeze.

Sistemul de măsurare al eforturilor reactive la cele două penetrometre este de asemenea diferit. La penetrometrul olandez măsurarea se

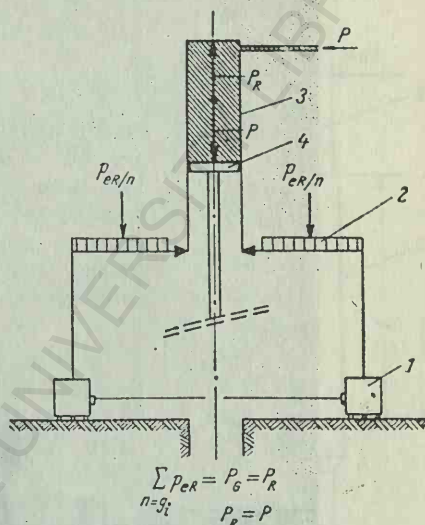


Fig. 4.47. Echilibrarea forței reactive de acționare prin lestare, la penetrometrele cu acționare hidraulică:

1 — peneurile autocamionului; 2 — sarcina lestată (P_G); 3 — cilindrul presei hidraulice; 4 — pistonul presei.

face conform detaliului „A” din fig. 4.42, iar la penetrometrul tip Meurisse măsurarea are la bază principiul descris la pct. 3.B.

Măsurarea separată a eforturilor P_{pc} , F_e și P_{pt} în timpul afundării echipamentului de penetrare se face prin adoptarea unui cap de presiune

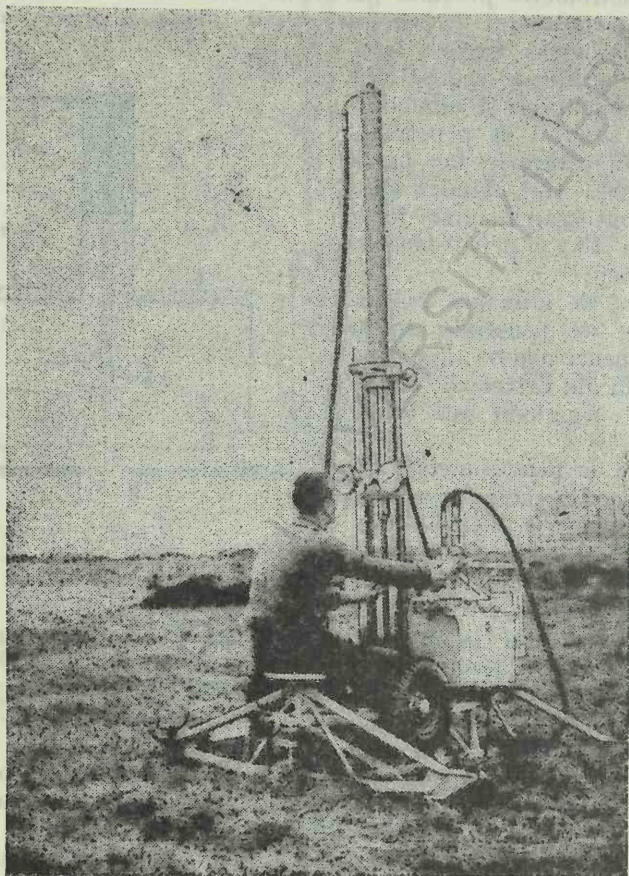


Fig. 4.48. Penetrometrul olandez de 10 tone.

corespunzător la cele două doze hidraulice 5 și 6 (fig. 4.42, detaliul „A”).

Sistemul de echilibrare a forței reactive de acționare la penetrometrul tip olandez este similar cu al penetrometrului tip

INCERC, iar la penetrometrul Meurisse este similar cu acela al penetrometrului Sol-Essais.

4.2. Metode de determinare la penetrare dinamică în situ

Acest mod de investigare s-a inițiat în scopul determinării rezistenței la penetrare a piloților bătuți. Sistemul constă în afundarea unui element de penetrare în masa rocii, prin baterea acestuia pe o adâncime dată. Pentru o adâncime etalon dată (de obicei de 30 cm) rezultă un număr N de lovituri în funcție de structura litologică a rocii penetrate.

Parametrul ce caracterizează proprietățile mecanice ale rocii la astfel de încercări îl constituie rezistența la penetrare dinamică pe con R_{dc}^* . Acest parametru are o primă utilizare în practica proiectării fundațiilor adânci, cum sînt piloții. Însă, datele privind acest parametru au mai mult un caracter informativ, astfel că investigarea în situ servește la intrapolarea sau extrapolarea datelor obținute prin metodele clasice.

În practica încercării la penetrare dinamică a rocilor se cunosc două procedee:

- penetrare dinamică, cu prelevarea de carote în sondaje (S.P.T.);
- penetrarea dinamică cu sonde de penetrare în sondaje de penetrare.

Primul procedeu este cunoscut în literatura de specialitate sub denumirea de penetrare normalizată sau „Standard Penetration Test”. (S.P.T.), iar al doilea sub denumirea de penetrare dinamică.

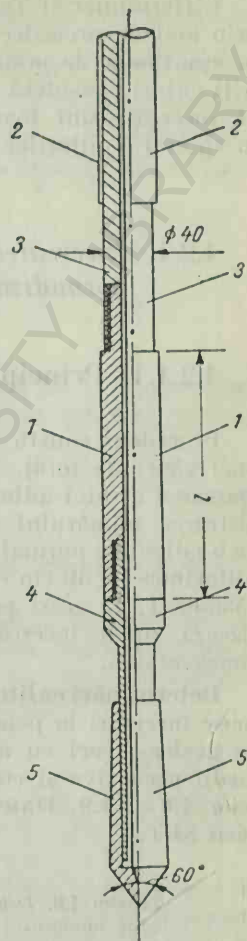


Fig. 4.49. Echipamentul de penetrare al penetrometrului Meurisse, cu măsurarea frecării laterale pe lungimea prelungitorului.

* În formulele olandeze rezistența dinamică la penetrare se notează cu Q_d , iar în formulele folosite de autorii sovietici se notează cu σ .

L'Herminier și Tcheng conclud că încercările la penetrare dinamică prin ambele procedee nu pot înlocui încercările de laborator efectuate pe eșantioane de probă netulburate sau încercările de penetrare statică. Alți autori consideră că informațiile și datele ce se pot obține în astfel de încercări sînt foarte utile pentru alegerea condițiilor de fundare, în special a piloților fundați în medii necoezive [6,18].

4.2.1. *Încercarea prin procedeul penetrării normalizate S.P.T.*

4.2.1.1. Principii și formule de calcul

Procedeul constă în lansarea unui dispozitiv cu carotieră pe talpa unei găuri de foraj, înfigerea carotierei în talpă pe 15 cm adîncime, marcarea acestei adîncimi pe garnitura de prăjini de foraj și apoi înregistrarea numărului de lovituri N corespunzător afundării carotierei pe o adîncime normalizată. Această adîncime poate fi 20, 25 sau 30 cm. Adîncimea de 30 cm este normalizată prin standardul american ASTM D 1586-63 T. În acest procedeu, parametrul cu ajutorul căruia se caracterizează rocile încercate îl constituie numărul de lovituri N pe adîncimea etalon.

Determinări calitative. Terzaghi și Peck au stabilit, în urma a numeroase încercări la penetrare cu aparatul SPT și prin studii comparative pe aceleași roci cu ajutorul metodelor clasice, gradul de îndesare pe medii necoezive și consistența mediilor coezive (argile), conform tabelelor 4.8 și 4.9. Datele obținute sînt valabile în cazul folosirii aparatului SPT.

Tabelul 4.8. Determinarea gradului de îndesare a mediilor coezive pe baza numărului de lovituri, N , obținute în încercarea S.P.T.

Numărul de cîr.	Numărul de lovituri N pe o adîncime normalizată de 30 cm	Gradul de îndesare (compactare)
1	0—4	foarte afinate
2	4—10	afinate
3	10—30	medii compactate
4	30—50	îndesate
5	de la 50 în sus	foarte îndesate

Tabelul 4.9. *Determinarea consistenței rocilor coezive pe baza numărului de lovituri, N , obținute în încercarea S.P.T. funcție și de rezistența la compresiune monoaxială determinată în laborator (p)*

Nr. crt.	Numărul de lovituri N pe o adâncime normalizată de 30 cm	Caracterizarea rocii după consistență	Rezistența la compresiune monoaxială p (1,09 kgf/cm ²)
1	2	curgătoare	0,25
2	2-4	plastic curgătoare	0,25-0,50
3	4-8	plastic moi	0,50-1
4	8-15	plastic consistente	1-2
5	15-30	plastic virtuose	2-4
6	30	tari	4-8

În cazul cînd dispozitivul de penetrare dinamică S.P.T. traversează strate acvifere, numărul de lovituri N la o afundare normalizată luat în calcul este (Terzaghi și Peck):

$$N = 15 + \frac{1}{2} (N' - 15), \quad (4.116)$$

unde N' este numărul de lovituri înregistrate în roca saturată din stratul acvifer.

Determinări cantitative. Astfel de determinări, inițiate tot de Terzaghi și Peck, se fac numai pentru medii necoezive. Aplicînd formula (4.67), stabilită pentru calculul sarcinii-limită în cazul fundațiilor puțin adînci, cei doi autori au stabilit mai întîi funcția:

$$N = f(N_\gamma, N_q), \quad (4.117)$$

în care: N este numărul loviturilor pentru o adîncime normalizată de 30 cm, iar N_γ și N_q sînt factori de capacitate portantă care, la rîndul lor, sînt funcție de unghiul de frecare internă ϕ (tabelul 4.4).

O astfel de funcție este dată în fig. 4.50. Aplicînd coeficientul de siguranță 3 relației ce dă sarcina critică sub o fundație de suprafață constituită din tălpi continui la adîncimea D , Terzaghi și Peck au construit diagrama din fig. 4.51 pentru determinarea presiunii admisibile p_{ad} în funcție de numărul de lovituri N rezultate într-o încercare cu aparatul S.P.T.

Avînd numărul de lovituri N pentru stratul de nisip încercat, se poate ușor estima presiunea admisibilă din diagramele menționate. Aceste diagrame sînt valabile pentru cazul unui strat neacvifer. În cazul stratelor acvifere, autorii recomandă o valoare egală cu jumătatea presiunii admisibile indicate în diagrame.

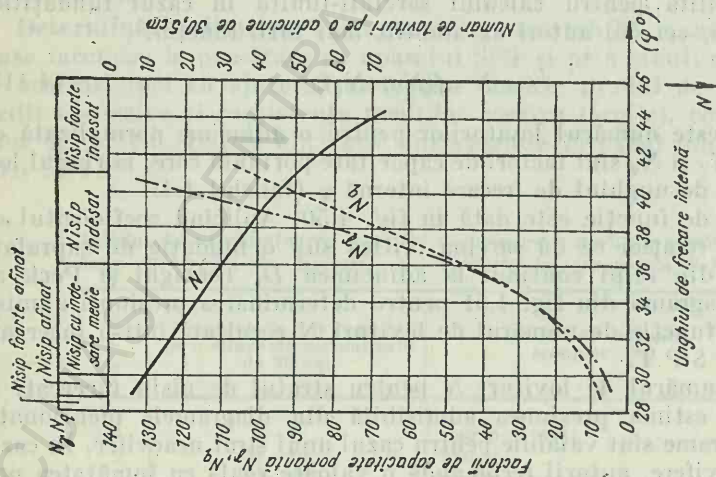


Fig. 4.50. Graficul funcției $N = f(N_T, N_q)$ în raport cu unghiurile de frecare interioară (după R. B. Peck).

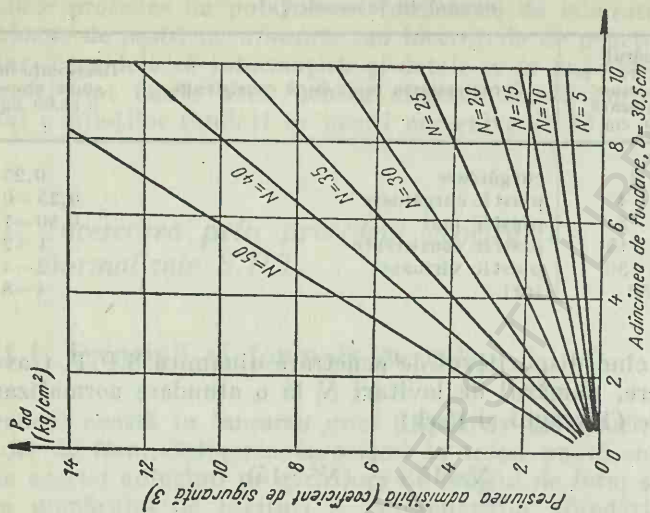


Fig. 4.51. Diagramă pentru determinarea presiunii admisibile sub talpa de fundare a terenurilor nisipoase la o adâncime D , în funcție de numărul loviturilor N obținute cu aparatul SPT (după R. B. Peck).

Acest procedeu furnizează rezultate mai sigure pentru determinarea capacității portante ale piloților în medii necoezive, cu atât mai mult cu cât încercarea la penetrare dinamică este însoțită și de prelevarea de carote.

4.2.1.2. Aparatura de încercare

Linton Hart și Gordon Fletcher (1927) au proiectat și construit un aparat pentru penetrare dinamică de tip carotieră, în greutate de 7 kg. Acest aparat, standardizat în America, este alcătuit din trei părți (fig. 4.52):

- partea superioară 1, care se assemblează la garnitura de tije de foraj;
- partea centrală 2, care constituie carotiera propriu-zisă, prevăzută cu o fantă longitudinală;
- partea inferioară 3, constituită dintr-un ștuț terminat cu un tăiș 4, care permite înfigerea în roca din talpa forajului.

Diametrul interior și cel exterior sînt indicate în figură.

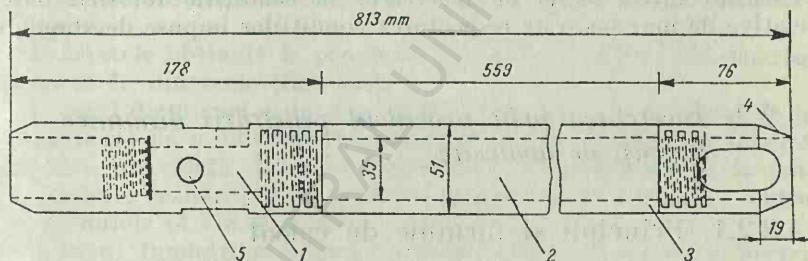


Fig. 4.52. Aparat pentru penetrare dinamică cu carotieră tip SPT:

- 1 — corpul de asamblare la garnitura de tije de foraj; 2 — carotiera propriu-zisă; 3 — ștuț;
4 — tăișul ștuțului; 5 — orificiu pentru evacuarea apei cu diametru de 9,5 cm.

Echipamentul de batere este dotat cu un herbec de 63,5 kg. Înălțimea de batere este de 76,2 cm, realizînd un lucru mecanic de 480 J pe lovitură. Diametrul interior util este de 635 mm.

4.2.1.3. Avantaje și dezavantaje

Aparatul de penetrare dinamică normalizată S.P.T. (standardizat în S.U.A.), prezintă următoarele avantaje:

- aparatul fiind simplu, costul încercărilor este redus;

— permite un control al rezistenței dinamice la penetrare a rocilor încercate, prin prelevarea de carote cu ajutorul cărora se pot face încercări de laborator;

— se pot face un număr însemnat de încercări într-un timp mai redus decât în cazul încercărilor clasice;

— încercările pot fi făcute și în terenuri mai accidentate;

— printr-o execuție îngrijită și o interpretare prudentă a încercărilor, în special în cazul unor corelări cu metodele clasice, se pot obține informații și date prețioase.

Ca dezavantaje se pot enumera următorii factori care influențează valoarea lui N (necesar în interpretarea datelor);

— părțile deformate sau ruginite ale stuțului pot da frecări laterale suplimentare;

— existența unor strate freatice în apropierea nivelului de încercare influențează nefavorabil măsurătorile.

— talpa forajului nu se situează în același plan cu baza stuțului;

— baterea stuțului nu se poate face imediat după forarea găurii;

— flexibilitatea garniturii de tije, care pot prelua o parte din energia de batere (Cambefort a propus baterea stuțului prin culisare).

Esențial într-o astfel de încercare, în condițiile folosirii datelor corelative de mai sus, este respectarea condițiilor impuse de standarde.

4.2.2. *Încercarea prin procedeul penetrării dinamice cu cap de avansare*

4.2.2.1. Principii și formule de calcul

În scopul simplificării sistemului de afundare dinamică (prin bătaie) într-o încercare la penetrare în rocă, deci pentru simplificarea aparaturii S.P.T., s-au creat dispozitive de penetrare la care unul din sistemele esențiale îl constituie echipamentul de penetrare (afundare). La origine, ideea creării acestor aparate a fost de a determina compactitatea rocilor necoezive (gradul de îndesare), la care prelevarea de probe este greoaie. Ulterior, încercarea la penetrare dinamică cu sonda de penetrare a luat amploare.

După alcătuirea echipamentului de avansare, penetrometrele dinamice se clasifică astfel:

— penetrometre la care capul de avansare are același diametru cu cel al tijelor;

— penetrometre cu diametrul tijelor mai redus decât cel al capului conic de avansare (penetrometre cu con);

— penetrometre cu diametrul tijelor redus față de cel al conului de penetrare, însă prevăzut cu o garnitură de tuburi exterioare (protectoare) cu diametru asemănător cu al conului de penetrare.

Primele penetrometre prezintă dezavantajul că nu separă frecarea laterală de rezistența dinamică la penetrare pe con.

Penetrometrele din grupa a doua elimină, dar nu total, efectul frecării laterale asupra valorii rezistenței la penetrare pe con. De exemplu, în nisipurile afinate se mobilizează în apropierea conului la avansare mase remaniate care dau și o frecare laterală redusă. Meyerhof arată că pînă la o adîncime de circa 10 m, influența frecării laterale, mobilizată în jurul conului, la aceste penetrometre, poate fi neglijată. De asemenea, recomandă abandonarea conului de penetrare cînd acesta a ajuns la refuz, pentru a simplifica manevrarea garniturilor de penetrare.

Penetrometrele din ultima grupă înlătură dezavantajele celorlalte tipuri, fiind cele mai indicate pentru încercări la penetrări dinamice, însă datorită manipulării greoaie nu sînt întodeauna preferate.

Din punctul de vedere al forței de batere dată de greutatea berbecului în cădere, se deosebesc *penetrometre ușoare* și *penetrometre grele*. Se consideră grele acele penetrometre care dezvoltă o energie minimă de 125 kgf.m. Datorită posibilităților de investigare acestea sînt preferate în practica de încercare.

Rezultatele obținute la penetrare dinamică cu aparatele descrise se reprezintă în diagrame (fig. 4.53).

În cazul diagramei *a* din fig. 4.53 se înregistrează numărul de lovituri obținute pe o adîncime normalizată (de ex. 30 cm), în funcție de adîncimea traversată. În cazul diagramei *b*, se înregistrează, în funcție de adîncime, rezistențele la penetrare dinamică pe con, R_{dc} , obținute prin formulele (4.118 și 4.120).

În cazul fundațiilor adînci, sarcina critică (capacitatea portantă) la vîrf ul unui pilot se poate estima plecînd de la rezultatele încercărilor cu penetrometrul dinamic și folosind următoarele formule:

1. Formulele olandeze:

$$R_{dc} = \frac{M^2 H}{A' \cdot e \cdot (M + P)} \quad [\text{kgf/cm}^2], \quad (4.118)$$

unde: M este greutatea berbecului (kgf); H — înălțimea de cădere a berbecului; A' — secțiunea conului de penetrare; e — refuzul (în cm) pentru o lovitură la căderea berbecului de la o înălțime H ; P — greutatea garniturii tijelor, în kgf.

Dacă R_p este rezistența la penetrare la vîrf ul pilotului, atunci:

$$R_p = R_{dc} \frac{A}{A'} \quad (4.119)$$

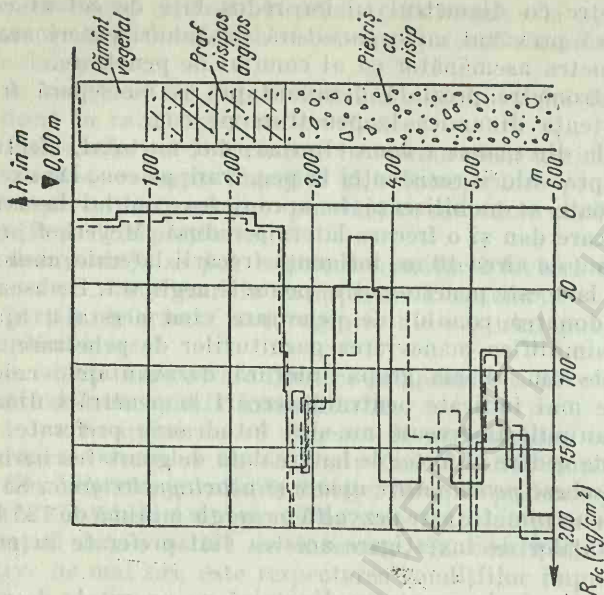
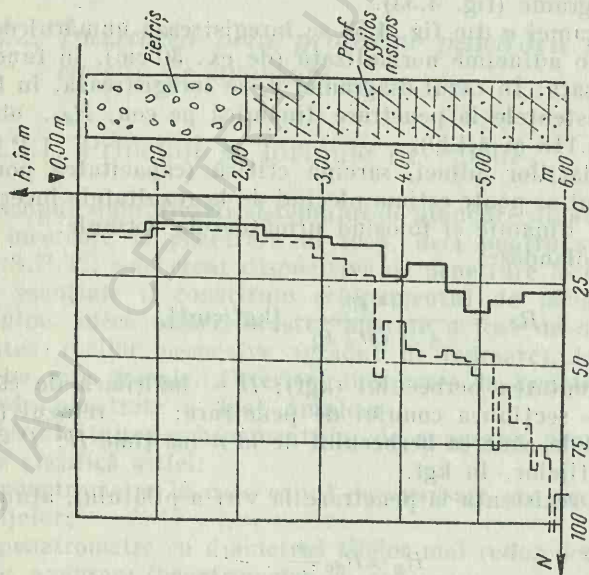


Fig. 4.53. Diagramele înregistrărilor la penetrare dinamică în funcție de adâncimea traversată:

a — curba numărului de lovituri N obținute în aparatul SPT în funcție de adâncimea traversată; b — curba rezistenței dinamice la penetrare pe con R_{dc} în funcție de adâncimea traversată; — — — penetrare fără garnitura de tuburi protectoare — — — penetrare cu garnitura de tuburi protectoare.

unde A este secțiunea pilotului proiectat.

Aplicînd un coeficient de siguranță 6, se obține presiunea admisibilă a pilotului. Acest coeficient, în aparență mare, ține seamă de scurtaarea elastică a pilotului în timpul baterii.

În Franța, pentru determinarea capacității portante a piloților, se folosește următoarea formulă:

$$\frac{R_{dc}}{12} < p_{ad} < \frac{R_{dc}}{6}. \quad (4.120)$$

2. Formula lui Ghersevanov (U.R.S.S.) dă valoarea forței de penetrare dinamică Q_{dc} :

$$Q_{dc} = 11 F + \sqrt{121 F^2 + \frac{K}{S} \left(22 \cdot F \cdot Q \cdot H \cdot \frac{Q+0,3 q}{Q+q} \right)} \quad (4.121)$$

unde: Q este greutatea berbecului; q — greutatea garniturii de țevi; H — înălțimea de cădere a berbecului; F — suprafața bazei conului; K — numărul de lovituri pe o adîncime normalizată.

Rezistența la penetrare dinamică R_{dc} se obține apoi din relația:

$$R_{dc} = \frac{Q_{dc}}{F} \text{ [kgf/cm}^2\text{]}.$$

În cazul afundărilor cu adîncimi reduse, rezistența critică a terenului de fundare se estimează plecînd de la rezultatele obținute cu penetrometrul dinamic în următoarele situații:

- cînd este necesară stabilirea condițiilor de fundare în faza sarcinii de proiectare;
- atunci cînd metodele clasice de determinare nu pot fi aplicate;
- cînd nu se poate face investigația cu penetrometrul static, datorită existenței în teren a unor strate dure.

M. M. Tcheng și L'Herminier recomandă aplicarea cu prudență a rezultatelor obținute cu penetrometrele dinamice. Astfel, pentru fundații de radieră, presiunea admisibilă pe terenul de fundație este dată de relația:

$$P_{ad} = \frac{R_{dc}}{20}. \quad (4.122)$$

În urma studiilor comparative făcute cu relațiile (4.67 și 4.68) stabilite de Caquot și Terzaghi a reieșit că în formula (4.122) trebuie introdus un coeficient de siguranță de 4—6, în funcție de natura stratului (necoeziv sau coeziv).

În cazul unui strat necoeziv grosier compact

$$P_{ad} = \frac{R_{dc}}{15} \quad (4.123)$$

4.2.2.2. Aparatura de încercare

Penetrometrul dinamic este alcătuit dintr-un sistem de susținere, un sistem de manevrare și sistemul de avansare (fig. 4.54).

1. Sistemul de susținere 1 este reprezentat de un trepied cu înălțimea în jur de 3 m (trepiede folosite curent în lucrările de explorare). Trepiedul

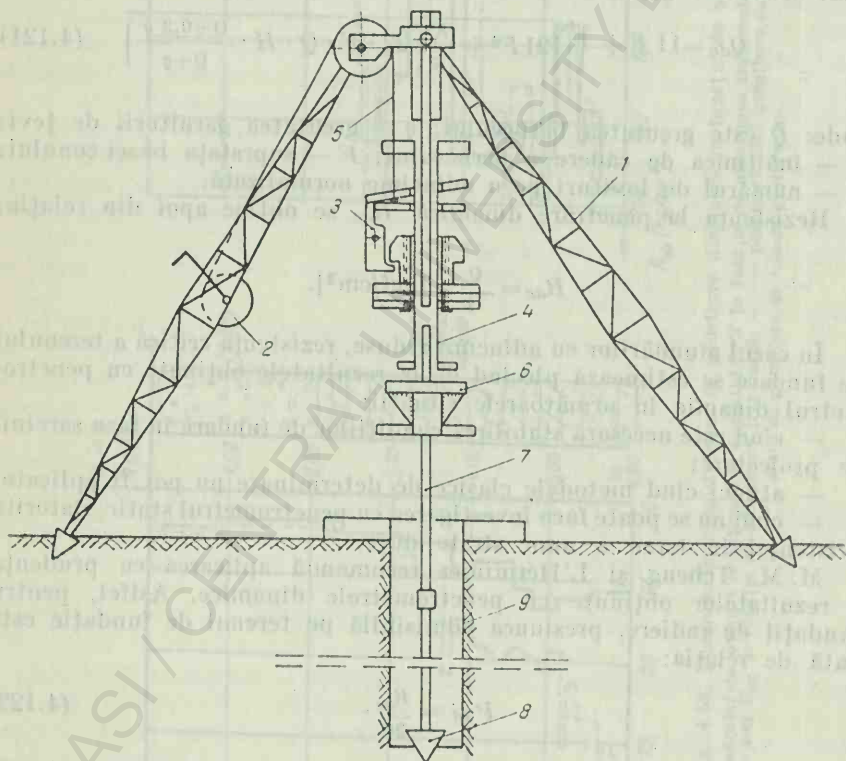


Fig. 4.54. Penetrometru dinamic:

- 1 — sistemul de susținere; 2 — troliu manual; 3 — cablul de tragere; 4 — capul de betere; 5 — tija de culisare a berbecului;
6 — cablul de tragere; 6 — capul de betere; 7 — tije de penetrare; 8 — conul de penetrare;
9 — garnitura de tuburi protectoare.

poate fi alcătuit și dintr-un schelet demontabil. La trepied se atașează o capră metalică pentru susținerea garniturii de tije-tuburi.

2. Sistemul de manevrare (v. fig. 4.54) este constituit din următoarele elemente:

- trolu manual 2, prevăzut cu un dispozitiv de anclanșare și declanșare a berbecului 3;
- tija 4, pe care culisează berbecul, manevrat prin intermediul cablului de tragere 5; cursa de culisare are o lungime de circa 1 m;
- limitatorii de cursă fixați la tija 4.
- capul de batere 6, prevăzut cu un element rigid (o flanșă) pentru preluarea loviturilor.

3. Sistemul de avansare este alcătuit din:

- tije de penetrare 7 (cu lungimi de obicei de câte 1 m, și diametru 20—50 mm), prevăzute cu cep-mufă;
- conul de penetrare 8, cu unghiul de 30—60°, și cu diametrul mai mare decât al tijelor (35—60 mm pentru penetrometrele cu con și peste 60 mm pentru cele cu tuburi protectoare);
- garnitura de tuburi protectoare 9.

4.2.2.3. Avantaje și dezavantaje

Cu ajutorul penetrometrului dinamic se determină gradul de indesare și consistența rocilor, putîndu-se obține nu numai rezultate calitative dar și cantitative.

Încercările cu penetrometrul dinamic prezintă avantajul că se execută într-un timp redus, aparatura este simplă relativ ieftină și ușor de transportat în locuri mai accidentate. Nu necesită energie electrică.

Se pot traversa și intercalațiile de roci dure, care să ducă la obținerea unei coloane litologice complete.

Cu ajutorul penetrometrului dinamic se poate obține fișa exactă a piloților bătuți.

Ca dezavantaje se menționează:

În medii necoezive afinate, în timpul penetrării roca din jurul conului se remaniează parțial decomprimîndu-se și refulînd în zonă. Nu se poate deci separa complet frecarea laterală de rezistența dinamică pe vîrf.

Încercarea dinamică fiind de tip rapid, o parte din energia de batere se transmite atît la garnitura de prăjini, pe care o comprimă cit și în apa interstițială din rocă, ceea ce face ca rezistența la penetrare să crească.

Pentru o valoare redusă a energiei de baterie există posibilitatea să nu se distingă litologic rocile traversate.

Pentru medii coezive, oricare tip de penetrometru dinamic folosit nu poate da decât indicații calitative.

Pentru motivele de mai sus se aleg coeficienți de siguranță acoperitori.

4.3. Metode de determinare prin tăiere rotativă (vane test)

Încercarea rocilor la tăiere rotativă cu ajutorul dispozitivului cu palete a fost introdusă în 1945 în Suedia și Anglia. În Anglia metoda a primit denumirea de „vane test”, iar în Franța de „scizometrie”.

Metoda constă în măsurarea unui cuplu de torsiune aplicat unei tije cu palete scufundată în terenul de încercat.

Se folosește, în general, la încercarea terenurilor sedimentare moi (argiloase) coezive la care efortul unitar tangențial la rupere τ_f , conform dreptei intrinseci a lui Coulomb, este: $\tau_f = c_u$ (c_u fiind coeziunea aparentă).

Se mai folosește la încercări în roci din care prelevarea unor probe netulburate nu este posibilă. Desigur că în aceste cazuri rocile pot fi nu numai argiloase, dar și cu conținut prăfos nisipos. Efortul unitar tangențial la rupere al rocii (rezistența tangențială la rupere) prin tăiere rotativă este în aceste situații funcție și de unghiul de frecare aparentă Φ_u .

Rezultă că încercarea rocilor la tăiere rotativă este folosită în terenuri sedimentare caracterizate printr-o coeziune și un unghi de frecare internă capabile să permită forfecarea pînă la valori maxime de kgf/cm^2 .

Dispozitivul cu palete se presează vertical în terenul care se încearcă, după care se execută o rotire pînă cînd roca din teren este ruptă. Prin rotirea lor, paletetele antrenează un corp cilindric de rocă, foarte apropiat de dimensiunile cilindrului antrenat de palete. Rezistența de rupere la tăiere se calculează ușor din momentul maxim de torsiune necesar ruperii rocilor și din parametrii sistemului.

4.3.1. Principii și formule de calcul

Dispozitivul se compune din patru palete subțiri și dreptunghiulare, sudate în formă de cruce la un ax (fig. 4.55). Prin rotire, aceste palete generează un cilindru cu diametrul D și înălțimea H . Între înălțime și diametru este raportul $H/D=2$. Presupunînd că mediul rocă supus

încercării este izotrop, coeziunea aparentă c_u , și deci efortul unitar tangențial la rupere τ_f pe suprafețele cilindrului generat de palete se consideră constant. Momentul maxim de torsiune se compune din două momente (fig. 4.56):

a) Momentul produs pe suprafața laterală a cilindrului:

$$M_l = c_u \cdot \pi D H \frac{D}{2} = c_u \cdot \pi \frac{D^2}{2} H. \quad (4.124)$$

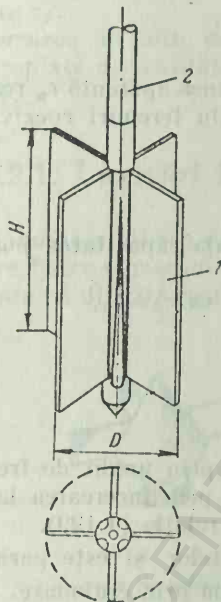


Fig. 4.55. Dispozitiv cu palete pentru încercări la tăiere rotativă a rocii.

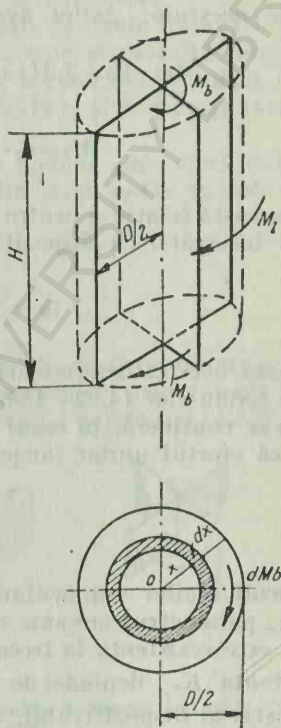


Fig. 4.56. Schema momentelor de torsiune pe suprafețele de tăiere generate de palete

b) Momentul produs pe cele două suprafețe de bază ale cilindrului, care variază de-a lungul razei cercului de bază. Variația acestui moment în cimpul celor două suprafețe este:

$$dM_b = c_u \cdot (2 \pi x \cdot dx) x. \quad (4.115)$$

Prin integrarea momentelor elementare de la 0 la $D/2$ se obține momentul de torsiune pe suprafața bazei cilindrului:

$$M_b = c_u \cdot 2\pi \int_0^{D/2} x^2 dx = c_u \cdot 2\pi \frac{D^3}{8} \cdot \frac{1}{3}. \quad (4.126)$$

Momentul maxim de torsiune rezultat este suma momentelor ce corespund suprafeței laterale a cilindrului și celor două suprafețe de bază ale acestuia: Astfel avem:

$$M_t = M_l + 2 M_b = c_u \left(\pi \frac{D^2}{2} H + 2 \cdot 2\pi \frac{D^3}{8} \cdot \frac{1}{3} \right); \quad (4.127)$$

$$M_t = c_u \cdot \pi \frac{D^2}{2} \left(H + \frac{D}{3} \right).$$

Din această relație și pentru $H = 2 D$, coeziunea aparentă c_u rezultată în urma încercării cu dispozitivul cu palete în terenuri coezive este:

$$c_u = \frac{6}{7} \frac{M_t}{D^3} = \frac{M_t}{K \tau_f}. \quad (4.128)$$

Pe baza acestei determinări se poate calcula capacitatea portantă, conform formulelor (4.92—4.96).

Dacă se consideră, în cazul rocii încercate, ca $\tau_f = c_u$, rezultă că efortul unitar tangențial la rupere

$$\tau_f = \frac{M_t}{K \tau_f}. \quad (4.129)$$

În cazul rocilor sedimentare caracterizate prin unghi de frecare și coeziune, parametrul mecanic ce se determină prin încercarea la tăiere rotativă este rezistența la frecare τ_f , dată de relația (4.129).

Constanta K_{τ_f} depinde de diametrul paletelor și este parametrul caracteristic al dispozitivului, care se determină prin etalonare.

Momentul de torsiune M_t se aplică tijei printr-un mecanism de transmisie cu melc și manivelă. Forța tangențială F aplicată sectorului de roată care rotește tija este măsurată cu ajutorul unui dinamometru. Raportarea la o curbă etalonată dă forța aplicată la raza cercului primitiv al roții dințate. Prin înmulțirea forței tangențiale cu raza cercului primitiv r se determină momentul aplicat $M_t = F \cdot r$.

Parametrii determinați prin această metodă pot fi folosiți la calculul stărilor limită de solcitare atât în cazul construcțiilor de suprafață cât și a celor subterane.

4.3.2. Tehnologia și aparatura de încercare

Încercarea rocilor prin tăierea rotativă poate fi realizată în laborator și în situ. Încercarea în situ poate fi de suprafață, atunci când se face aproape de suprafața terenului (până la o distanță pe verticală de 15 m) și de adâncime, când încercările se fac în sonde prin adaptarea dispozitivului de încercare la instalațiile de foraj existente.

În general metodele și aparatura utilizate în aceste încercări nu diferă decît prin anumite elemente constructive care să permită înregistrarea cît mai corectă a momentului de torsiune necesar determinării indicilor de tăiere rotativă cum sînt coeziunea aparentă c_u și rezistența tangențială la rupere τ_f .

Încercarea în situ de adâncime este metoda care oferă datele cele mai apropiate de realitățile practice și din acest motiv ea este descrisă detaliat.

4.3.2.1. Încercări în laborator

În laborator tăierea rotativă este o metodă de determinare a caracteristicilor fizice și mecanice ale rocilor slab coezive, prin tăierea rotativă a acestora cu diferite combinații de capuri cu 4 palete (fig. 4.57).

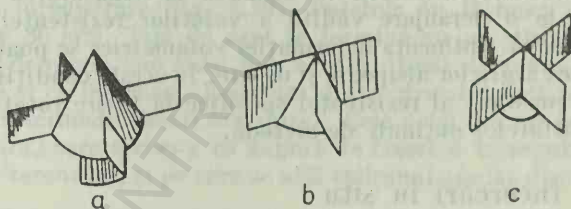


Fig. 4.57. Dispozitiv cu palete:

a — con cu palete mici; b — con cu palete de aceeași înălțime;
c — palete cu con scurt.

Dacă adâncimea de scufundare h a capului combinat față de înălțimea paletelor H este mai mică sau egală, respectiv $h \leq H$, atunci tăierea rotativă sub acțiunea momentului exterior se realizează după o suprafață cilindrică și nu după o singură suprafață circulară. Când adâncimea de scufundare este mai mare decît înălțimea capului cu palete, această suprafață de tăiere cilindrică se mai completează cu încă o suprafață circulară.

În cursul încercării se determină momentul maxim de torsiune M_{max} , rezultat prin rotirea în proba de rocă slab coezivă a capului conic combi-

nat cu palete. Acest moment este egal cu produsul dintre rezistența specifică la tăiere rotativă τ_f și momentul static al suprafeței tăiate K_{τ_f} , care este constanta capului cu palete:

$$M_{max} = \tau_f \cdot K_{\tau_f}. \quad (4.130)$$

Din această egalitate se deduce valoarea efortului unitar tangențial la rupere:

$$\tau_f = \frac{M_{max}}{K_{\tau_f}}. \quad (4.131)$$

Pentru $h \leq H$, constanta corpului cu palete este:

$$K_{\tau_f} = \frac{\pi D^2}{2} \left(\frac{D}{6} + H \right) [\text{cm}^3]. \quad (4.132)$$

Dacă adîncimea de scufundare a paletelor este cu mult mai mare decît înălțimea sa ($h \gg H$), atunci constanta acestora este:

$$K_{\tau_f} = \frac{\pi D^2}{2} \left(\frac{D}{3} + H \right) [\text{cm}^3]. \quad (4.133)$$

În aceste relații, D este diametrul cilindrului descris de palete.

Metoda prin tăiere rotativă se recomandă a se aplica numai în roci coezive. În cazul rocilor nisipoase prin rotirea paletelor apare influența deformației volumetrice, ceea ce conduce la denaturarea rezultatelor încercării și la o deranjare vădită a valorilor rezistenței tangențiale la rupere rotativă. Influența deformației volumetrice se poate manifesta și la încercarea argilelor nisipoase și ușoare. În aceste condiții, verificarea caracterului constant al rezistenței specifice la tăiere rotativă justifică folosirea rezultatelor obținute de metodă.

4.3.2.2. Încercări in situ

Pentru efectuarea încercărilor de tăiere rotativă in situ au fost puse la punct cîteva dispozitive cu palete, care în principiu sînt asemănătoare, dar care se deosebesc prin detalii specifice metodei de lucru și adîncimilor la care se fac încercările. Dispozitivele cu palete se compun în general din trei părți principale:

- paletele cu tijele pentru transmiterea mișcării de la suprafață;
- sistemul de acționare a dispozitivului;
- sistemul de măsurare a parametrilor necesari pentru determinarea caracteristicilor mecanice urmărite.

În funcție de adîncimea la care se efectuează încercarea, dispozitivele de tăiere rotativă se pot clasifica după cum urmează:

— dispozitive pentru încercări de suprafață (dispozitive de buzunar), pînă la adîncimi de ordinul centimetrelor;

— dispozitive de încercări de adîncime mică (1—15m);

— dispozitive pentru încercări de adîncime mare (pînă la 100 m) adaptate la o instalație normală de foraj.

Acționarea dispozitivelor, în mișcarea lor de avansare și rotire, poate fi mecanică (motor sau presă hidraulică) sau manuală.

Pentru măsurarea forței tangențiale se folosesc în general dinamometre inelare (fig. 4.58), iar viteza unghiulară necesară este urmărită pe un cadran gradat.

Pentru a opune forța de reacție necesară dispozitivului, cu scopul de a învinge rezistența la tăiere a rocilor moi ce se încearcă, partea imobilă a dispozitivului se fixează la suprafață prin ancorare fie în teren fie de alte utilaje. În cele ce urmează se face descrierea citorva dispozitive mai caracteristice.

Tăierea rotativă cu dispozitivul de buzunar. Acest dispozitiv se folosește pentru încercarea rezistenței la tăiere rotativă a terenurilor care au o rezistență tangențială la rupere pînă la $1,3 \text{ kg/cm}^2$. El servește pentru determinări rapide, în prima fază de cunoaștere a terenului, în partea lui superficială, sau la cercetarea materialului de umplură a faliilor și fracturilor din masive de roci.

Dispozitivul se compune dintr-o tijă de oțel cu lungimea de 100—150 mm, avînd fixate la un capăt paletele, iar la celălalt capăt sistemul de acționare și înregistrare (fig. 4.59). Paletele au lățimea de 18 mm și înălțimea de 36 mm. Tija de oțel se termină cu un disc fix, care are un indicator de reper. Sub acest disc se află discul de rotire cu un limb, care servește și ca indicator. Legătura dintre discul de rotire și tijă este făcută prin intermediul unui arc spiral. Cele două discuri se sprijină pe cutia circulară, care servește ca suport de fixare a întregului dispozitiv pe suprafața terenului, și pe care se află cadranul gradat direct în zecimi de kg/cm^2 .

Încercarea se execută foarte simplu, după ce în prealabil, cu un mic burghiu, se execută în roca moale o gaură cu diametrul de 20 mm și adîncimea cu circa 50 mm mai mică decît lungimea liberă a tijei cu palete. Se introduce tija cu paletele în gaură și cu o apăsare se înfig paletele, sprijinind cutia circulară pe suprafața terenului. În acest fel, paletele se găsesc în zona netulburată a terenului, iar tija fiind liberă în gaură orice frecare este anulată. Ținînd bine fixată cutia circulară cu cadran, se rotește limbul discului de rotire pînă cînd indicatorul discului superior, solidarizat direct de ax, se mișcă. Acest moment indică atingerea valorii în care rezistența la tăiere a terenului a fost învinsă, valoare ce se citește direct pe cadranul dispozitivului.

Tăierea rotativă la adîncimi reduse. Acest tip de încercare se folosește pentru determinarea rezistenței tangențiale la rupere a terenurilor sedi-

mentare moi care constituie patul de fundare a unei construcții rutiere sau a unei construcții de suprafață, pentru dimensionarea acestora.

Încercările se fac la adâncimi pînă la 15 m, iar distanța între punctele de încercare este de ordinul metrilor. În consecință este necesar ca apa-

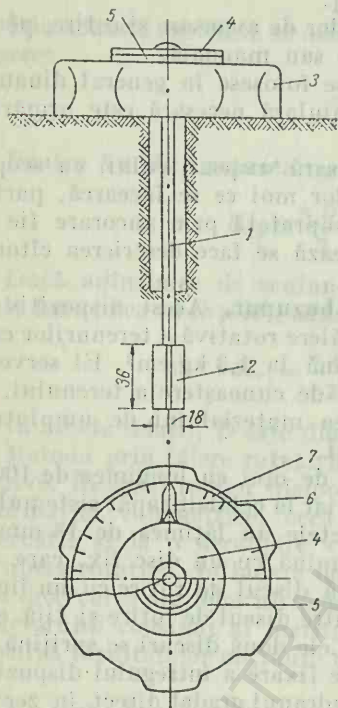


Fig. 4.58. Dinamometru inelar.

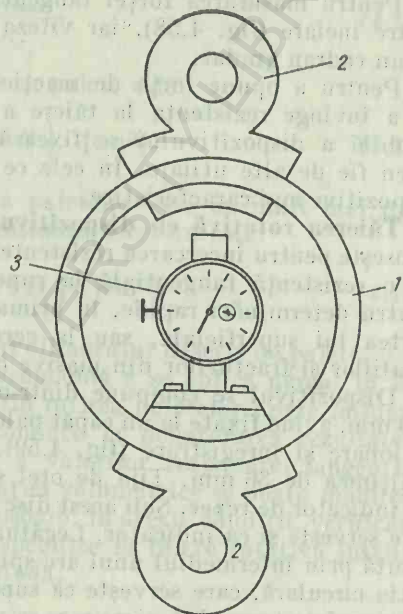


Fig. 4.59. Dispozitiv de buzunar pentru tăierea relativă a rocii:

1 — tijă din oțel; 2 — palete; 3 — cutie circulară; 4 — disc fixat de tijă; 5 — discul rotitor cu arc; 6 — limb; 7 — ecran.

ratura de încercare să fie portabilă și să poată fi manipulată de un singur om. Părțile componente ale unui astfel de aparat transportabil pe un autovehicul, pînă la locul în care terenul pentru fundație trebuie încercat, sînt prezentate în fig. 4.60 a:

Paletetele sînt executate din tablă de oțel laminată la rece, cu grosimea de 3 mm, și sînt sudate în cruce pe o tijă cu diametrul de 12 mm. Diametrul cilindrului descris de paletete este jumătate din înălțimea lor. Se folosesc paletete cu diametre de 50, 75 și 100 mm. Pentru a reduce la

minim tulburarea rocilor, axa paletelor este îngroșată progresiv deasupra paletelor, pe o lungime de 150 mm, până la diametrul de 38 mm. Această porțiune îngroșată este găurită și filetată cu filet patrat de 1/6", pentru a primi un cap filetat al unei tije cu diametrul de 25 mm din oțel laminat

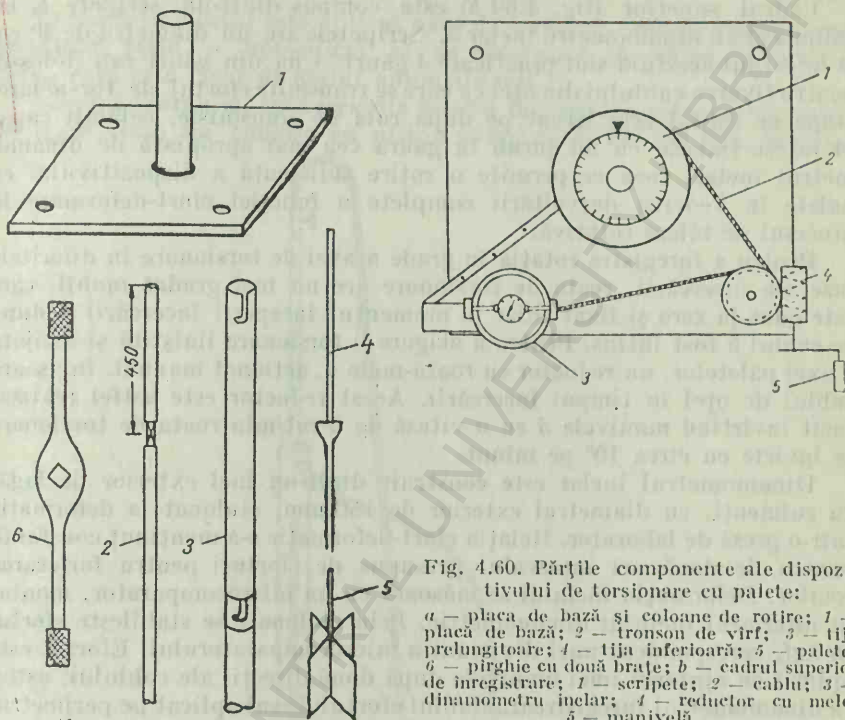


Fig. 4.60. Părțile componente ale dispozitivului de torsionare cu palete:

a — placa de bază și coloane de rotire; 1 — placă de bază; 2 — tronson de virf; 3 — tijă prelungitoare; 4 — tija inferioară; 5 — palet; 6 — pîrghie cu două brațe; b — cadrul superior de înregistrare; 1 — scripete; 2 — cablu; 3 — dinamometru încleșcat; 4 — reductor cu mele; 5 — manivelă.

la rece; aceasta formează primul tronson cu lungimea de 1,5 m, care se torsionează. Această tijă este turtită, după două suprafețe opuse, chiar deasupra filetului, pentru strângere cu cheia. Reducerea diametrului tijei previne frecarea dintre tije și rocă în cursul încercării la tăiere rotativă și în plus asigură o rigiditate suficientă pentru a reduce la minim torsionarea tijei.

Tijele prelungitoare ale axei de torsionare sînt constituite din tronsoane de țevă de oțel cu lungimea de 1,5 m și diametrul interior de 38 mm. Aceste tronsoane pot fi strîns îmbinate cu știfturi de pană. În acest scop un cep solid din oțel este sudat la un capăt al fiecărui tronson. O gaură transversală, cu diametrul de 10 mm, este executată atît prin cep cît și prin peretele capătului opus al tronsonului următor. Tronsonul final,

sau de vîrf, al coloanei de torsionare reprezintă prăjina de avansare, aceasta fiind identică cu tija de fund la care este înșurubată axa cu palete; tija de avansare este confecționată din oțel tras la rece, cu diametrul de 25 mm.

Cadrul superior (fig. 4.60 *b*) este compus dintr-un scripete 1, un cablu 2 și un dinamometru inelar 3. Scripetele are un diametru de 30 cm și în corpul acestuia sînt practicate 4 găuri. Una din găuri este folosită pentru fixarea cablului din oțel cu care se transmite efortul de torsionare. După ce cablul este trecut pe după rola de transmisie, celălalt capăt al lui se fixează cu un șurub în gaura cea mai apropiată de dinamometru inelar, ceea ce permite o rotire suficientă a dispozitivului cu palete în vederea dezvoltării complete a funcției efort-deformare în procesul de tăiere rotativă.

Pentru a înregistra rotația în grade a axei de torsionare în diferitele faze ale încercării, roata de torsionare are un inel gradat mobil, care este adus la zero și fixat chiar în momentul începerii încercării și după ce cablul a fost întins. Pentru a asigura o torsionare liniștită și dirijată a axei paletelor, un reductor cu roată-mele 4, acționat manual, înfășoară cablul de oțel în timpul încercării. Acest reductor este astfel realizat încît învîrtind manivela 5 cu o viteză de 5 rot/min roata de torsionare se învîrte cu circa 10° pe minut.

Dinamometrul inelar este construit dintr-un inel exterior de lagăr cu rulmenți, cu diametrul exterior de 150 mm, etalonat la deformare într-o presă de laborator. Relația efort-deformație s-a menținut constantă pentru de două ori intervalul presupus de eforturi pentru forfecarea rocilor. Deformația inelului se măsoară cu un microcomparator, montat în interiorul inelului dinamometric. Prin etalonare se stabilește efortul în kgf, corespundent unei diviziuni a microcomparatorului. Efortul este aplicat cu ajutorul unei manivele după două direcții ale cablului, astfel că dinamometrul înregistrează dublul efortului real aplicat pe perimetrul roții de torsionare cu diametrul de 300 mm. De aceea, efortul aplicat pe circumferința roții de torsiune este jumătate din efortul indicat de inelul dinamometric.

Efortul de tăiere rotativă în palete *s*, corespunzător valorii efortului din inelul dinamometric, se calculează cu ajutorul formulei:

$$s = M \cdot K_{\tau_f},$$

în care: *M* este momentul de torsiune produs în roata (scripetele) de torsiune avînd raza de 15 mm ($M = \frac{0,14}{2} \times 15 = 1,05$ kgf cm) iar K_{τ_f} este constanta sistemului de palete:

$$K_{\tau_f} = \frac{6}{7\pi \cdot D^3} \quad (4.134)$$

Determinarea rezistenței tangențiale la tăiere rotativă a rocii încercate se face înmulțind valoarea n (în sutimi de milimetru), citită la micro-comparator, cu τ_f , corespunzător tipului de palete întrebuințate:

$$s = n \cdot \tau_f [\text{kgf/cm}^2]. \quad (4.135)$$

În timp ce efortul este aplicat axei de torsiune, cadrul superior este menținut rigid și împiedicat să se răsucescă de către un braț de țeavă care este fixat de șasiul autoutilitareii.

Vinciul hidraulic, care servește pentru împingerea coloanei cu palete în teren, este un cilindru cu piston avînd cursa de 750 mm, acționat

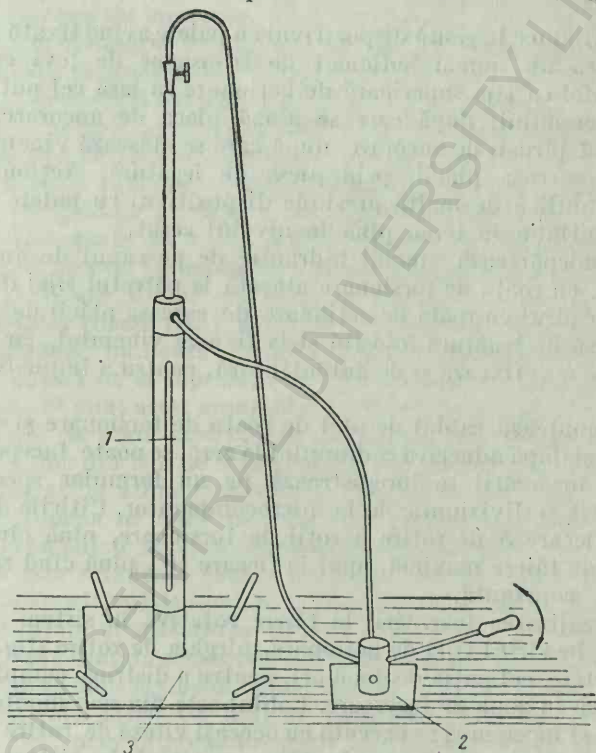


Fig. 4.61. Instalație cu vinci hidraulic pentru împingerea coloanei cu palete:

1 — vinci; 2 — pompa de înaltă presiune; 3 — placa de bază.

de o pompă hidraulică manuală de presiune mare. Acest mod de împingere a dispozitivului cu palete în teren reduce la minim tulburarea rocilor, deoarece pistonul vinciului avansează lent și uniform. Vinciul (fig. 4.61)

se fixează de carcasa plăcii ancorate de teren printr-o piesă de legătură, aceeași cu care se fixează și mecanismul de rotire.

Manipularea instalației descrise se poate face de un singur om; acesta face toate operațiile, începînd de la forarea găurii și pînă la înregistrarea citirilor la microcomparator în cursul încercării.

Determinarea rezistenței la tăiere rotativă se desfășoară astfel:

1. Se forează o gaură cu diametrul 150 mm pînă la fundul stratului slab de rocă sedimentară sub care sînt așezate stratele ce urmează a fi cercetate. Se execută apoi o gaură alăturată în primul strat ce urmează a se încerca.

2. Se introduce în gaură dispozitivul cu palete avînd fixată tija de fund. Se montează un număr suficient de tronsoane de țevi cu diametrul 38 mm, astfel ca tija superioară de acționare să iasă cel puțin cu 1,2 m deasupra terenului, după care se așază placa de ancorare.

3. Se bat țărșii de ancorare, după care se atașează vinciul hidraulic, solidar de carcasa plăcii, prin piesa de legătură. Acționînd manual pompa hidraulică de înaltă presiune dispozitivul cu palete este împins încet și continuu în teren pînă la nivelul cerut.

4. Se îndepărtează vinciul hidraulic de pe capul de ancorare și se înlocuiește, cu roata de torsionare atașată la pătratul tijei de acționare. Se fixează cadrul cu roata de acționare de carcasa plăcii de ancorare cu aceeași piesă de legătură folosită și la fixarea vinciului, iar cu ajutorul unei țevi se mai fixează și de autoutilitară, pentru a împiedica răsucirea cadrului.

5. Se montează cablul de oțel de roata de torsionare și de reductor, se întinde, și după aducerea cadrului la zero, se poate începe încercarea.

Datele încercării se înregistrează pe un formular special, notînd unghiul citit și diviziunile de la microcomparator. Citirile de pe cadran se fac la fiecare 5° de rotire a roții de torsionare, pînă cînd se atinge rezistența de tăiere maximă, apoi la fiecare 10°, pînă cînd rezistența de tăiere este constantă.

După realizarea încercării la tăiere rotativă în sistem „netulburat” se fixează, în vîrfurile tijei de acționare, pîrghia de rotire (fig. 4.60) și se rotește paletele, cel puțin de două ori, pentru a distruge complet structura rocii rămasă în zona de încercare. Cablul este din nou montat, cadranul pus la zero și încercarea se execută cu aceeași viteză de rotire a paletelor. Aceasta constituie încercarea la tăiere rotativă în sistem „tulburat”. O a doua încercare de acest tip se cere dacă structura rocii sedimentare rămasă la sfîrșitul încercării, în regim „netulburat” a dat o rezistență cu 50—75% mai mare decît a materialului netulburat.

Dacă există mai multe strate în profilul cercetat, atunci dispozitivul cu palete se retrage, gaura se forează în continuare cu încă 750 mm de la nivelul cerut și procedeul se repetă. Distanța de 750 mm este considerată

o distanță de siguranță între două încercări, la care influența zonei tulburate este anulată.

Încercări la tăierea rotativă în sondaje. Pentru încercarea la tăiere a rocilor la adâncime mare se folosește o instalație de foraj obișnuită, care normal servește pentru recunoașterea terenului, recoltări de probe, injecții ș.a. Încercarea la tăiere rotativă se face cu dispozitive adaptate la sapa de foraj, astfel că printr-o simplă înlocuire de subansamble instalația de foraj să fie folosită cât mai complet.

Aparatura de încercare. Sapa de foraj are o construcție specială, în care dispozitivul cu palete este adăpostit în timpul forării (v. fig. 4.62, a) și poate fi scos pentru încercare. Adaptarea s-a realizat astfel încît să nu se mai scoată instalația din gaură, combinînd forajul și încercarea la tăierea rotativă în aceeași piesă. Teaca de protecție este fixată de coloana de foraj cu diametrul interior de 50 mm. Se folosește o instalație de foraj rotativ, cu apă pompată. Capul cu palete este o piesă cu 4 lame, avînd diametrul de 75 mm și lungimea de 150 mm. Capul este legat de o tijă cu diametrul 15,5 mm, aceasta fiind menținută în poziție verticală datorită unor ghidaje prevăzute cu bușe de etanșare din bronz și cu garnituri impregnate cu ulei, pentru oprirea murdăriei și asigurarea unei alunecări ușoare. De asemenea, în fiecare ghidaj sînt orificii verticale care lasă să treacă fluidul de foraj în timpul lucrului.

Un limitator (bucșă fixă), aflat pe tija dispozitivului cu palete între cele două ghidaje, limitează mișcarea axială a dispozitivului la 450 mm. Tija este împinsă de la suprafață cu alte tronsoane, formate din tije cu diametrul de 40 mm; acest ansamblu de tije servește și pentru torsionare. În fig. 4.62, b se arată sapa (teaca de protecție) cu paletetele împinse în jos și o porțiune din tija de torsionare și din coloana de foraj. După ce sapa a avansat la adâncimea dorită, cuplajele de forare se desfac. Menținînd coloana de foraj cu sapa fixă pe fundul găurii, se împinge dispozitivul cu palete în teren. Deplasarea acestui dispozitiv cu o lungime de 450 mm este suficientă pentru a-l plasa în zona netulburată. Se atașează apoi dispozitivul de torsionare, care servește pentru rotirea coloanei de tije cu palete și măsurarea torsiunii respective. În dispozitivul de torsionare roata dințată este rotită cu viteza unghiulară de $0,2^\circ/\text{s}$, printr-un sistem de angrenaje acționat de un motor. Tija de torsiune trece liber prin centrul roții mari. Un braț de torsionare prins de tijă este cuplat de roata mare, prin intermediul unui inel dinamometric fixat pe știft. Cînd roata mare se mișcă, se aplică o forță, prin inelul dinamometric, la brațul de torsionare care produce rotirea tijelor cu palete. Produsul dintre această forță, care se măsoară la deplasarea inelului dinamometric, și lungimea brațului de pîrghie este momentul necesar pentru rotirea dispozitivului cu palete. Roata mare este divizată în grade, astfel că se poate înregistra numărul de rotații al acesteia.

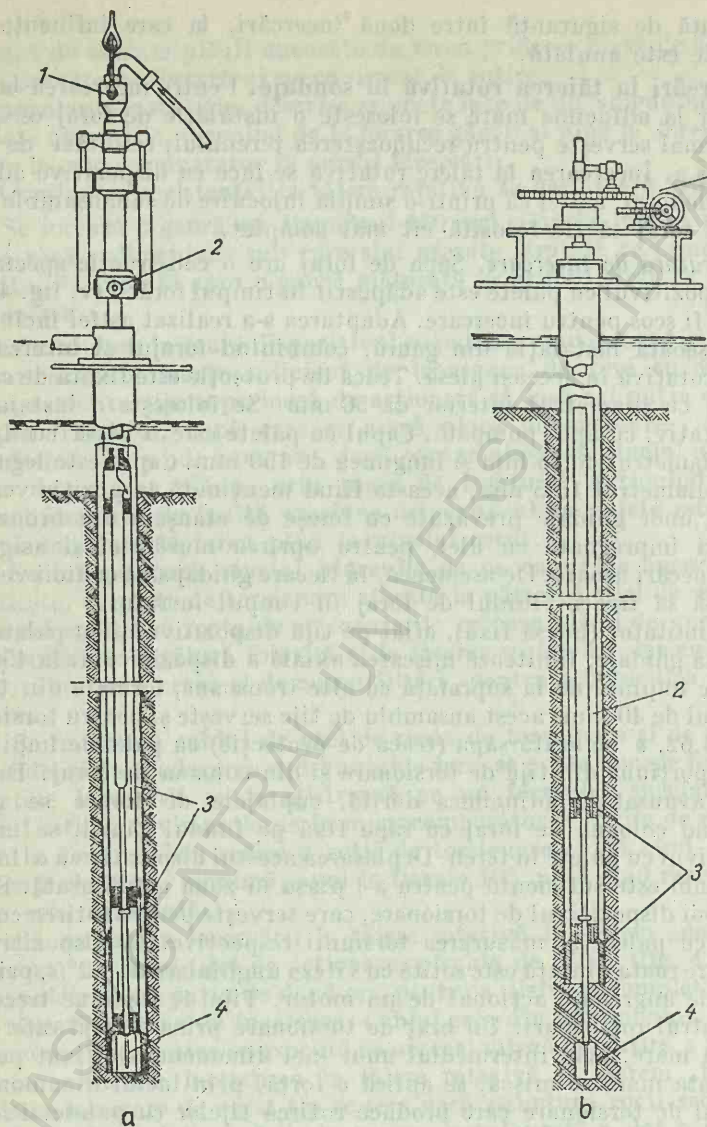


Fig. 4.62. Dispozitiv pentru încercarea efortului la tăiere rotativă adaptat la o instalație de foraj:

a — faza de foraj; 1 — capul de injecție; 2 — dispozitiv de rotire; 3 — coloană de foraj; 4 — sapa de foraj care protejează paletetele; *b* — faza de încercare la tăiere rotativă; 1 — dispozitivul de rotire cu cap de înregistrare; 2 — coloana de foraj; 3 — bușe de ghidare; 4 — paletete.

O sursă principală de erori în cele mai multe încercări cu dispozitivul cu palete o constituie rezistența la frecare în diferitele elemente ale dispozitivului. Pentru a reduce la minimum frecarea dintre tija în rotire și coloana de foraj, la fiecare 3 m sînt montate ghidaje de centrare. Un control al frecării reale dezvoltate se poate face după fiecare încercare la tăiere, prin ridicarea coloanei de foraj, pînă cînd dispozitivul cu palete ajunge deasupra fundului găurii, și apoi măsurînd momentul de torsiune cerut pentru rotirea dispozitivului cu palete. În general din observații s-a constatat că frecarea în dispozitiv este relativ uniformă, în medie fiind de 1 kgf (valori cuprinse între 0,7—1,6 kgfm). Prin aplicarea corecțiilor de frecare la valorile de încercare la tăiere se apreciază că eroarea posibilă la determinarea rezistenței la tăiere datorită frecării este mai mică de $0,033 \text{ kgf/cm}^2$.

Unghiul de rotire rezultă din rotirea dispozitivului cu palete și răsucirea coloanei de prăjini. Torsionarea coloanei este mare și ea nu poate fi etalonată cu destulă precizie pentru a obține valoarea reală a unghiului de rotire a dispozitivului cu palete. Pentru adîncimi mari ar fi necesară

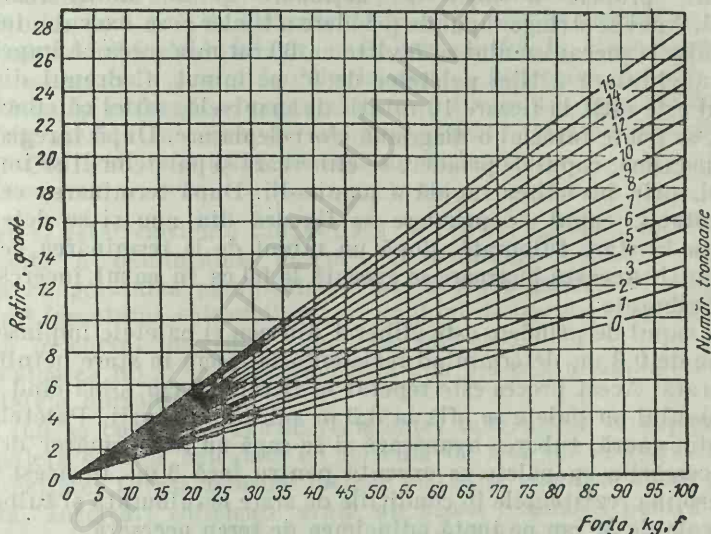


Fig. 4.63. Diagramă pentru corectarea unghiului de rotire, ținînd seama de răsucirea coloanei.

folosirea de instrumente pentru măsurarea rotației direct deasupra dispozitivului. Pentru a corecta totuși în mare măsură această eroare se pot folosi curbe de corecție pentru diferite lungimi de coloane, respectiv câte o curbă pentru fiecare prăjină adăugată în plus. În fig. 4.63 este

reprezentată o diagramă pentru 15 tronsoane de țevi (prăjini), cu ajutorul cărora se corectează forța înregistrată de dinamometru în funcție de unghiul de rotire citit.

Tehnologia de lucru. Pentru a reduce la minim frecarea dintre tijă și teren este bine să se lucreze cu gaura tubată. Este necesar ca tubarea să fie destul de largă, iar paletele să aibă colțurile rotunjite, pentru ca să treacă nestingherite. Se începe cu o tubare pe lungimea de 0,6 m. Curățirea tubului se face cu ajutorul unui cap rotativ cu spălare. Paletele se introduc în tub pînă la fund. Urmează împingerea paletelor în teren, pînă cînd partea inferioară a acestora se găsește la 0,6 m sub talpa găurii tubate. În timp ce paletele avansează trebuie avut grijă ca tijele să nu se rotească. În terenuri legate și tari, pentru avansarea paletelor trebuie folosit dispozitivul hidraulic pentru carotare de probe. În cazul argilelor moi, paletele pot fi împinse normal de către doi oameni.

Cu paletele în poziție de încercare și capul de foraj port-prăjină eliberat, se învîrte manivela mecanismului, pînă se obține o frecare proprie a roții de acționare și se simte rezistența troluiului. Apoi se strînge capul de prindere a tijelor și se execută încercarea. Manivela mecanismului se învîrte cu 60 rot/min, ceea ce imprimă o rotație unghiulară a tijei paletelor de 6° pe minut. Cadranul dinamometrului este citit la fiecare 10 rotații de manivelă, astfel că, dacă este necesar, se poate întocmi o diagramă efort-deplasare. După înregistrarea valorii maxime, capul de prindere se eliberează și paletelor li se imprimă 4 rotații, prin învîrtirea rapidă a manivelii. După terminarea celei de a 4-a rotații, capul de prindere se fixează din nou și se determină rezistența în stare tulburată, după un minut de la terminarea celei de a 4-a rotații. Această încercare se execută la fel ca în cazul încercării în roci netulburate.

Apoi capul de prindere este eliberat din nou și paletele împinse pe o adîncime de 0,3 m, determinînd rezistența la tăiere în stare netulburată și tulburată. Acest proces este repetat la fiecare 30 cm, pînă cînd vîrfurile dispozitivului cu palete se află la 3,3 m sub talpa găurii. Paletele sînt retrase din gaură, tubarea avansează și se sapă un salt următor de 3 m. Apoi încercările cu palete se execută pentru încă 3 m. În acest fel se pot determina rezistențele în condițiile de stare netulburată și tulburată, la intervale de 30 cm pe toată adîncimea de teren necesară.

Corelarea încercărilor de tăiere rotativă cu încercările de forfecare directă în laborator. Pentru a putea utiliza încercarea cu dispozitivul cu palete la proiectarea structurilor de pămînt și la calcularea capacității portante în cazul fundațiilor, a taluzelor și pereurilor, ca și la lucrări de prevenire și de corectare a alunecărilor de teren, este necesar să se determine cu exactitate rezistența tangențială la rupere cu palete și relația acesteia cu valorile de laborator. Aceste caracteristici de forfecare

a rocilor aflate în situ trebuie să reflecte condițiile de fundare pentru perioada în care s-a efectuat încercarea.

Încercările de forfecare directă în laborator se folosesc pentru determinarea coeziunii și unghiului de frecare, adică a parametrilor de calcul din formula lui Terzaghi. Pentru determinarea capacității portante a terenului de fundare se stabilește un program de corelație pentru încercări în serie, luându-se probe de teren „netulburate” pentru încercări de consolidare și măsurători de forfecare. În timp ce se iau probe de teren netulburate se execută o încercare de tăiere rotativă cu palete imediat în afara zonei de teren tulburat ca urmare a operației de probare. În zonele de cercetat ale terenului de fundație fiecare strat se consideră destul de omogen pentru ca încercările efectuate la distanțe de 0,75 m una de alta să prezinte aceleași condiții și caracteristici. Probele de teren netulburat se iau cu un tub de luat probe, format din inele de cupru cu diametrul interior de 62 mm, care se umple cu pământ cînd sînt presate în teren cu un dispozitiv. Inelele pline se retrag cu grijă din tubul de probare, se împachetează în hîrtie cerată și se așază în tuburi de metal etanșe la umiditate. Inelele pentru încercări directe de forfecare au lățimea de 6 mm. În tuburile de probare ele sînt despărțite în seturi de 4 între două inele de întărire de 25 mm. Astfel, în cursul programului de încercare prin consolidare în laborator, forfecarea directă în regim consolidat și nedrenat se poate efectua pe fiecare tip de material probat.

Din această încercare de forfecare directă folosind formula clasică a lui Coulomb, rezultă rezistența la forfecare:

$$\tau_f = c_u + N \operatorname{tg} \varphi_u, \quad (4.136)$$

unde: τ_f este rezistența tangențială la rupere, kg/cm²; c_u — coeziunea aparentă a pămîntului, kg/cm²; N — sarcina normală — presupusă egală cu greutatea pămîntului aflat deasupra punctului de încercare, kg/cm² (greutatea coloanei); φ_u — unghiul de frecare aparentă, așa cum apare în cursul încercării directe de forfecare.

Valoarea lui N se determină prin una din cele două metode, funcție de datele obținute.

Cînd se compară valorile rezistenței tangențiale la rupere rotativă cu palete cu cele calculate cu formula de mai sus se constată o mare împrăștiere. Totuși, folosind metode statistice standard apare o corelație brută. Încercări suficiente arată un acord rezonabil pentru a se face considerația că dispozitivul cu palete este potrivit și tînde să elimine unele din obiecțiunile care s-au adus sistemului probării netulburate a pămîntului și încercării acestuia, ridicate de factori îndoielnici și necunoscuți, legați de manipularea și transportul probelor.

Astfel s-a determinat un coeficient de corelație

$$r = \frac{N \sum xy - (\sum x) \cdot (\sum y)}{\sqrt{N \sum x^2 - (\sum x)^2} \cdot \sqrt{N \sum y^2 - (\sum y)^2}} \quad (4.137)$$

și eroarea standard τ_{fs} , din

$$\tau_{fs} = \sigma_y \cdot \sqrt{1 - r^2}, \quad (4.138)$$

unde: x este rezistența maximă la tăiere cu paletel în teren; y — rezistența la forfecare a pământului calculată pe același pământ folosind forfecarea directă de laborator și greutatea specifică a pământului; Σ — suma unităților notate; N — numărul încercărilor;

$$\sigma_y = \sum \frac{\sqrt{y^2 - (\Sigma y)^2}}{N} = \text{standard}. \quad (4.139)$$

Abaterea variabilei (y) N . Pentru convertirea oricărui rezultat de încercare la forfecare într-o rezistență de forfecare specifică ce se poate aștepta de la o altă încercare a fost dezvoltată o ecuație. Cu toate că această ecuație nu este riguros exactă pentru a permite extrapolări, ea arată că încercările cu palete dau valori de forfecare cu ceva mai mari decât acelea date de forfecarea directă și de aceea pot fi legate de rezultate mai precise.

Eroarea standard de 0,1246 kg/cm² se poate aștepta să reprezinte 2/3 din datele încercărilor de forfecare cu palete in situ. Aceste abateri pot avea valori mai mari sau mai mici decât încercările de forfecare directă efectuate în laborator. În 95 % din datele încercărilor efectuate cu dispozitivul cu palete, abaterea din încercările de laborator nu a depășit 0,2492 kg/cm².

4.4. Încercarea combinată a rocilor prin penetrare statică și tăiere rotativă

Prin acest tip de încercare combinată se poate efectua atât încercarea la penetrare statică, cit și încercarea combinată cu tăierea rotativă a rocii de încercat. Aparatura folosită pentru executarea încercărilor are aceleași sisteme constructive ca și aparatura de penetrare în sondaje, cu deosebirea că în locul capului metalic conic la garnitura tijelor de penetrare se atașează un cap conic combinat cu palete de tăiere rotativă.

Caracteristicile capului combinat trebuie estimate ținând seamă de sistemul combinat de solicitare atât la pătrundere cit și la tăiere rotativă. Dacă încercarea la tăiere rotativă se efectuează cu ajutorul capului combinat atunci constanta acestuia K_τ se determină cu relația:

$$K_\tau = \frac{\pi D^2}{2} \left[\frac{1}{6} \left(D - \frac{d^2}{D^2} \cdot d \right) + H \right] [\text{cm}^3], \quad (4.140)$$

unde: d este diametrul bazei conului, iar D este diametrul suprafeței cilindrice a rocii tăiate de palete.

Mărimea rezistenței tangențiale la rupere τ_f cuprinsă între limitele determinate in situ are un caracter constant, funcție de dimensiunile capului combinat. Aceasta înseamnă că în roci omogene, pe măsură ce crește liniar dimensiunile capului, momentul de tăiere prin rotire va crește. Cu toate acestea, funcția momentului de tăiere prin rotire de constanta corespunzătoare a capului combinat, adică rezistența tangențială la rupere rotativă, poate fi una și aceeași.

Pentru a controla exactitatea și obiectivitatea rezultatelor încercării rocilor prin metoda tăierii rotative in situ, se recomandă ca încercările să fie astfel conduse încât să se folosească cel puțin două capete combinate la care constantele K_{τ_1} , K_{τ_2} să difere dintre ele de la simplu la dublu. În acest scop, dimensiunile unui cap față de celălalt trebuie să fie mai mari cu circa 25%.

Réultatele încercărilor se reprezintă în coordonate (M_{max} , K_{τ}). Caracterul constant al rezistenței tangențiale la rupere prin rotire este considerat realizat atunci cînd rezultatele încercărilor la tăiere rotativă pentru diferite creșteri ale lui K_{τ} se grupează în jurul unei drepte ce tinde să treacă prin originea coordonatelor (M_{max} , K_{τ}).

Grafic, rezistența tangențială la rupere rotativă reprezintă tangenta unghiului pe care îl face dreapta cu abscisa, și de aceea în toate cazurile se calculează cu formula:

$$\tau_f = \frac{M_1 - M_2}{K_{\tau_1} - K_{\tau_2}} [\text{kgf/cm}^2], \quad (4.141)$$

unde M_1 , M_2 , K_{τ_1} , K_{τ_2} reprezintă coordonatele a două puncte situate pe dreaptă.

În fig. 4.64 sînt reprezentate încercările pe nisipuri argiloase cu aspect de loess, la care indicele de plasticitate $I_p = 11,1$, limita superioară de plasticitate $\omega_L = 31,1\%$, iar greutatea specifică a scheletului mineralelor $\gamma_s = 2,65 \text{ g/cm}^3$. Încercările s-au făcut cu ajutorul penetrometrului de laborator LP-1, completat pentru tăiere rotativă cu un set de 6 capuri

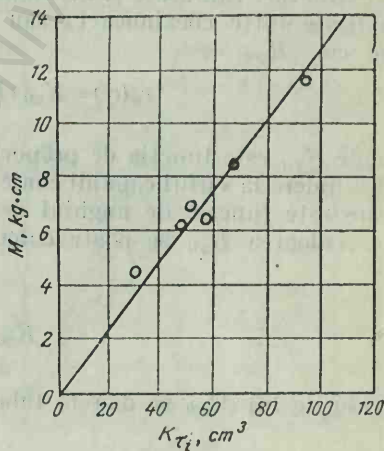


Fig. 4.64. Graficul relației dintre momentul de torsiune M și constanta capului combinat de penetrare K_{τ_i} la încercări de tăiere rotativă în nisipuri argiloase.

combinate diferit. Dreapta arată caracterul constant al raportului

$$c = \frac{M_t}{K_\tau} = 0,124 \text{ kgf/cm}^2.$$

În cazul argilelor coezive cu frecare interioară, pentru determinarea unghiului de frecare internă este necesar a executa două serii de încercări ale proprietăților mecanice. După cum indică compunerea diverselor variante, pentru aceste roci este bine să se execute toate metodele de penetrare statică, împreună cu determinarea rezistențelor la penetrare pe con. În vederea stabilirii coeziunii specifice a argilei, se procedează atît la afundare continuă a capului conic (fără divizarea în frecare și coeziune) cît și la tăierea rotativă.

În cazul încercărilor executate în roci coezive din talpa puțurilor de explorare, a dezvelirilor etc., greutatea volmetrică a rocii pînă la adin-cimea de încercare a capului cu palete se poate neglija. De aceea, rezis-tența tangențială la rupere prin rotire a argilei, precum și rezistența tangențială la rupere rezultată la încercarea probei în laborator, trebuie să fie identică cu coeziunea argilei, adică $\tau_f = c_u$.

În general, prin calculul unghiului de frecare internă a argilelor cu structuri tulburate și netulburate se stabilește condiția de proporțio-nalitate între coeziunea c_u sau c' și rezistența specifică la penetrare pe con R_{pc} .

$$c_u(c') = K_{\varphi u} \cdot R_{pc} [\text{kgf/cm}^2], \quad (4.42)$$

unde $K_{\varphi u}$ este funcția de proporționalitate care depinde de unghiul de deschidere la vârful capului conic și de coeficientul fără dimensiuni $M_{\varphi u}$, care este funcție de unghiul de frecare internă φ_u .

Valoarea $K_{\varphi u}$ se poate calcula cu formula:

$$K_{\varphi u} = \frac{\cotg^2 \frac{\alpha}{2}}{M_{\varphi u}} \quad (4.143)$$

Valorile lui $M_{\varphi u}$ se dau în tabelul 4.10.

Tabelul 4.10. Valorile coeficientului $M_{\varphi u}$ în funcție de mărimea unghiului φ_u și a constantei $K_{\varphi u}$

φ_u , grade	$M_{\varphi u}$	$K_{\varphi u}$
0	16,0	0,870
10	21,5	0,646
20	37,0	0,376

Determinarea coeziunii c_u și a unghiului de frecare internă φ_u al argilei prin încercări combinate (penetrare statică și tăierea rotativă cu palete) se face în felul următor:

Se execută câteva zeci de încercări combinate în dezveliri și puțuri. Pentru aceasta se recomandă un cap conic combinat cu patru palete dispuse perpendicular (fig. 4.64). La început, se pune sub sarcină partea conică a capului combinat și se determină mărimea forței verticale de penetrare statică necesară. Apoi se introduce partea superioară a capului cu aripi și se execută încercarea la tăiere rotativă, stabilindu-se momentul maxim de reacție al argilei la tăiere rotativă.

Încercarea combinată se execută de preferință în același strat de argilă, ceea ce permite, după calcularea rezistenței specifice de penetrare R_{pc} și a coeziunii, să se reprezinte rezultatele obținute pe un grafic cu coordonatele (c_u , R_{pc}) și să se determine domeniul de variație a coeficientului K între limitele studiate pe stratul de argilă. Astfel, în fig. 4.65 sînt reprezentate rezultatele a 494 de încercări combinate efectuate într-un teren constituit din argile glaciare cu structura netulburată ($I_p = 20,4$; $w_L = 41,7\%$; $\gamma_s = 2,75 \text{ g/cm}^3$) din regiunea Novgorodsk (U.R.S.S.). Două drepte limitează domeniul de variație a unghiului de frecare internă al argilei:

— pentru dreapta $K_{\varphi \text{ max}} = 0,870 \dots \varphi_{\text{min}} = 0^\circ$

— pentru dreapta $K_{\varphi \text{ min}} = 0,450, \dots \varphi_{\text{max}} = 17^\circ$.

Prin micșorarea umidității și creșterea greutateii specifice absolute a scheletului argilei, unghiul de frecare internă și coeziunea acestora cresc progresiv. Această particularitate apare vizibilă după separarea pe grafic a cîtorva grupe de puncte experimentale și determinarea valorii medii ale c_u și K_{φ} .

În coordonate (c_u , R_{pc}), coeficientul mediu de proporționalitate $K_{\varphi} = \frac{c_u}{R_{pc}}$ reprezintă tangenta unghiului pe care îl face abscisa cu dreapta

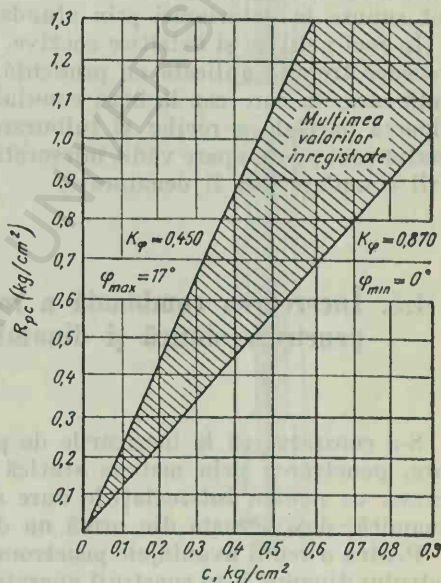


Fig. 4.65. Graficul relației dintre rezistența specifică la penetrare R_{pc} și coeziunea c într-o încercare completă în argile netulburate.

dușă din originea coordonatelor prin mijlocul grupului separat de puncte experimentale. Valorile coeziunii argilei se determină direct din graficul din fig. 4.65.

Încercări combinate pot fi de asemenea executate prin stabilirea unei rețele geometrice de așezare a punctelor experimentale în diverse cazuri. În fiecare colț al fiecărui pătrat cu latura de 25 cm se execută numai încercările de penetrare cu capuri conice standardizate. În centrelor pătratelor se fac numai încercări de tăiere prin rotire cu capuri prevăzute cu aripi.

Prelucrarea rezultatelor încercărilor combinate se face după o schemă în care fiecare încercare prin tăiere rotativă se compară cu rezultatele a patru încercări de penetrare.

Încercările combinate se recomandă pentru roci sedimentare cu consistența medie și ridicată, în măsura în care capurile cu palete nu sînt supuse la deteriorări prin afundare în roci.

În roci pelitice și detritice coezive, încercarea combinată prin aceste procedee trebuie aplicată cu prudență, mai ales cînd rocile au consistență tare, în care caz la baza conului combinat cu aripi este posibilă afinarea parțială a rocilor și tulburarea structurii acestora. Coeziunea acestor roci poate apare vădit micșorată și prin urmare rezultatele încercării complete pot fi denaturate.

4.5. Încercarea combinată a rocilor prin penetrare statică și dinamică

S-a constatat că la încercările de penetrare în strate cu intercalații dure, penetrarea prin metoda statică nu poate da rezultate și că este necesar ca pentru intercalațiile dure să se aplice metoda de penetrare dinamică, deși aceasta din urmă nu dă decît rezultate indicative.

Pentru a reuni avantajele penetrometrului static cu cele ale penetrometrului dinamic s-au construit aparate de încercare la penetrare statico-dinamică. Cînd forța de penetrare nu depășește 300 kgf se fac încercări statice. Cînd forța de penetrare este cuprinsă între 300 și 1 000 kg se folosește penetrarea dinamică; deci, cînd în timpul încercării statice se blochează avansarea, se continuă cu încercarea dinamică.

În cazul rocilor necoezive, Buisson a constatat că atît timp cît refuzul la penetrare dinamică nu depășește 2,5 mm, raportul $\frac{R_{pc}}{R_{dc}} = 0,75 \dots 1$, unde R_{pc} reprezintă rezistența la penetrare statică pe con, iar R_{dc} rezistența

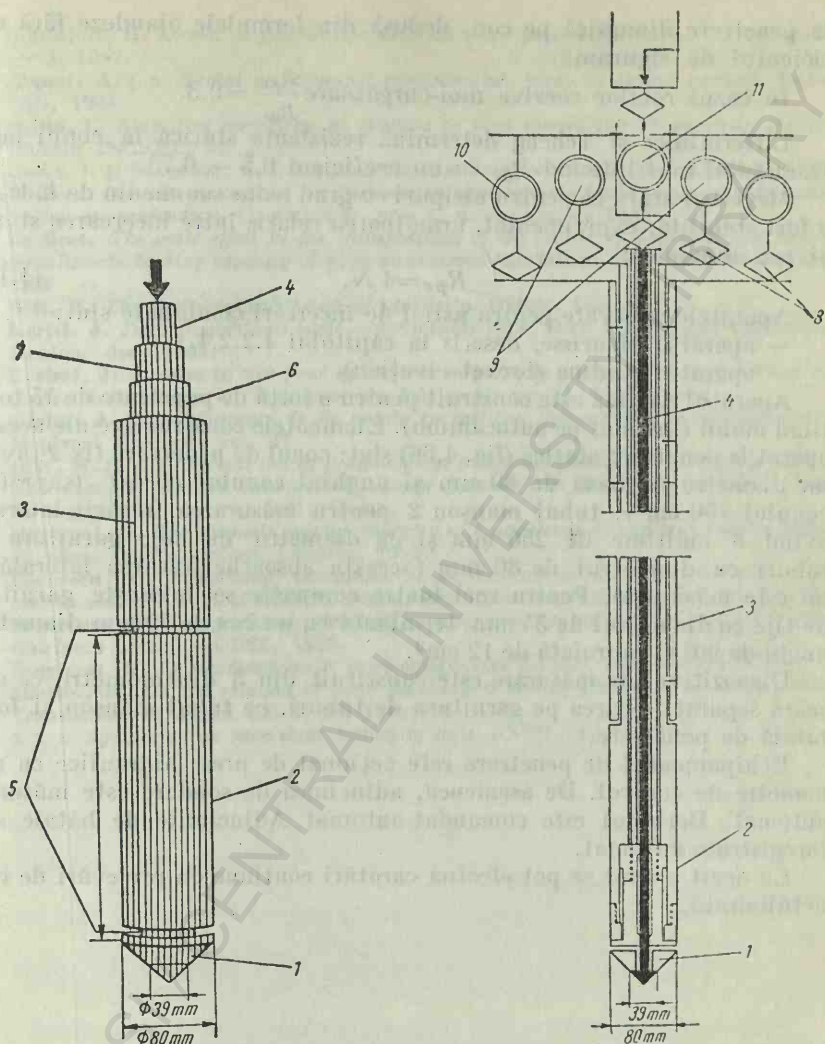


Fig. 4.66. Penetrometrul tip Andina:

1 — conul de penetrare; 2 — tubul manșon pentru măsurarea frecării laterale; 3 — mantaua tuburilor protectoare; 4 — garnitura de țije de penetrare pentru conul cu diametru de 39 mm; 5 — deschizătură între tubul manșon 2 și celelalte elemente ale echipamentului de penetrare; 6 — garnitura coloanei de transmisie a eforturilor de frecare laterală obținute pe tubul manșon; 7 — garnitura de țije pentru penetrometrul cu diametrul de 80 mm; 8 — doze; 9 — inele dinamometrice pentru măsurarea eforturilor de frecare laterală de pe manșon; 10 — inele dinamometrice pentru măsurarea eforturilor de frecare laterală de pe mantaua tuburilor protectoare; 11 — inel dinamometric pentru măsurarea efortului de pe vârful conului de penetrare.

la penetrare dinamică pe con, dedusă din formulele olandeze fără coeficientul de siguranță.

În cazul rocilor coezive moi-curgătoare $\frac{R_{pc}}{R_{dc}} = 0,3$.

L'Herminier și Tcheng determină rezistența statică la conul penetrometrului multiplicând R_{dc} cu un coeficient 0,5 — 0,75

Meyerhof arată că pentru nisipuri cu grad redus sau mediu de îndesare a fost stabilită, experimental, următoarea relație între încercarea statică și cea dinamică:

$$R_{pc} = 4 N. \quad (4.147)$$

Aparatele adecvate pentru astfel de încercări combinate sînt:

— aparatul Meurisse, descris la capitolul 4.2.2.4.;

— aparatul Andina (brevet elvețian).

Aparatul Andina este construit pentru o forță de penetrare de 15 tone, fiind mobil (instalat pe autocamion). Elementele constructive ale acestui aparat la penetrare statică (fig. 4.66) sînt: conul de penetrare fix 1, avînd un diametru la bază de 80 mm și unghiul conului de 90° (suprafața conului = 50 cm²); tubul manșon 2 pentru măsurarea frecării laterale, avînd o înălțime de 250 mm și un diametru de 80); garnitura de tuburi cu diametrul de 80 mm (aceasta absoarbe frecarea laterală ce nu este măsurată). Pentru roci foarte compacte se folosește garnitura de tije cu diametrul de 35 mm, terminată cu un con de 39 mm diametru, unghi de 90° și suprafață de 12 cm².

Dispozitivul de măsurare este constituit din 3 dinamometre ce măsoară separat frecarea pe garnitura de tuburi, pe tubul manșon și forța totală de penetrare.

Echipamentul de penetrare este acționat de prese hidraulice cu manometre de control. De asemenea, adîncimea de sondare este măsurată automat. Berbecul este comandat automat. Adîncimile de bătaie sînt înregistrate automat.

Cu acest aparat se pot efectua carotări continue cu prelevări de rocă netulburată.

Bibliografie

1. Begemann, J. *The use of the static soil penetrometer in Holland*, New Zealand Engineering. 1963.
2. Broms, B. *A note on strength properties of rock*, Proceedings of the First Congress of the I.S.R.M. Lisboa, 1968.

3. Cambesfort, H. *L'essai de pénétration et le standard penetration test*, Le génie civil, nr. 3, 1957.
4. Caquot, A. ș. a. *Tratat de mecanica pământurilor*, trad. în limba română, București, 1968.
5. Culiță, C. *Stabilirea condițiilor de fundare pe baza încercărilor de penetrare statică*, Buletin INCERC, nr. 2, 1968.
6. Costet, I. și Sanglerat, G. *Cours pratique de mécanique des sols*, Dunot, Paris, 1969.
7. De Beer. *Données concernant la résistance au cisaillement déduites des essais de pénétration en profondeur*, Géotechnique, vol. 1, nr. 1, Londra 1948
8. De Beer. *The scale effect in the transposition of the results of deep-sounding test in the ultimate bearing capacity of piles and caisson foundations*, Géotechnique Londra, 1963
9. Hill, R. *The mathematical theory of plasticity*, Oxford, 1950
10. Kérisl, J. *Deep foundations basic experimental facts*, Deep foundations conference, Mexico, dec. 1964.
11. Kérisel, J. *Mesures in situ pour déterminer la portance d'une fondation*, Cahier du Centre Scientifique et Technique du Bâtiment, nr. 30, 1967, Paris.
12. Kérisel J. ș. a. *Résistance de la pointe en milieux pulvérulents de serrages divers*, Montreal Proceed. vol. II
13. Lehr, H. E. ș. a. *Metode noi în proiectarea și executarea fundațiilor*, București, 1963.
14. Mattiazzo, F. *Asupra interpretării datelor penetrării în terenul de fundații*, Rev. di Ingegneria, nr. 10, 1961, Roma.
15. Meyerhof, G. *The ultimate bearing capacity of foundations on slopes*, Comptes rendu du 4ème congrès intern. Londres, 1957.
16. Păunescu, M. *Proiectarea, executarea și experimentarea unui penetrometru static ușor în cadrul I.P.T. și DSAPC Banat*, Rev. Construcții și Materiale nr. 6, 1965.
17. Razorenov, V. F. *Opredelenie stroitelnih svoistv grunтов metodami penetrații i vraschitalnovo srezha*, —URSS, 1966.
18. Sanglerat, G. *Le pénétrmètre et la reconnaissance des sols*, Dunod-Paris, 1965.
19. Shajiro, H. *On the relation of cone indices and cutting resistance of cohesive soils*, Transaction of Japan S.C.E. nr. 110, oct. 1964.
20. x x x *Symposium on vane shear testing of soils*, ASTM, nr. 193, 1957.

5. Determinarea caracteristicilor mecanice ale rocilor prin metode nedestructive

Progresele științei și tehnicii moderne înregistrate în ultimii ani au făcut să apară noi metode de investigație a structurilor rocilor, atât în laborator pe epruvete cît și în situ, și cu foraje și lucrări subterane de mică amploare.

Aceste metode sînt indicate pentru obținerea de informații pe suprafețe de teren mai mari și pentru măsurarea unor caracteristici medii ale maselor de rocă, pe ansambluri mai mari. Metodele nedestructive pot fi clasificate în raport cu obiectul încercării, cu fenomenul fizic și cu procedeul aplicat, așa cum se arată în tabelul 5.1.

Față de metodele clasice, destructive, încercările nedestructive prezintă următoarele avantaje:

- se obțin informații privind caracteristicile mecanice, gradul de omogenitate și discontinuitățile din roci fără a distruge structura lor naturală;

- determinările pot fi repetate pe aceeași epruvetă sau porțiune din masiv ori de cîte ori este nevoie, chiar și în cazul în care accesul este posibil numai pe o singură față;

- metodologia și aparatura utilizată pentru efectuarea încercărilor este aceeași, atât în laborator cît și în situ;

- încercările se execută într-un timp scurt și sînt mai economice decît cele clasice;

- se pot localiza în masa rocilor suprafețele de contact între două tipuri de roci și discontinuitățile din roci (fisuri, goluri etc.).

Metodele nedestructive dau indicații prețioase în fazele inițiale de alegere a amplasamentelor unor lucrări de construcții, la suprafață și în subteran, și permit executarea unor măsurători chiar în fazele avansate de proiectare; alături de metodele clasice, bazate pe așa-numitele probe reprezentative, ele pot completa cunoașterea proprietăților mecanice caracteristice.

Tabelul 5.1. Clasificarea metodelor de încercare nedestructivă a rocilor

Obiectul încercării	Grupa de metode	Metoda	Procedeul
Rezistența mecanică	Acustice	Impulsurilor	Ultrasunete
			Semnal acustic complex
	Mecanice	Amprentei	Cu bilă
		Reculului	Cu con Sclerometru
Modulul de elasticitate	Acustice	Impulsurilor	Ultrasunete
Modulul de compresi-bilitate			Semnal acustic complex
Modulul de elasticitate transversală		Vibrații proprii	Vibrații întreținute
Coeficientul lui Poisson			Prin șoc
Densitate Porozitate	Atomice	Absorbției	Radiații
Umiditate	Atomice	Reacției	Neutroni
	Electrice	Conductibilității	Constantei dielectrice
			Conductivității electrice
	Termo-electrice	Conductibilității	Conductibilității termice
Defectoscopie	Acustice	Impulsurilor	Ultrasunete
	Atomice	Absorbției	Radiații

5.1. Undele elastice ca mijloace de investigație a proprietăților mecanice ale rocilor

În cadrul unui sistem de corpuri cu legături elastice, oscilația transmisă se propagă sub formă de unde elastice.

Undele elastice se împart în:

- infrasunete, cu frecvența 0—16 Hz, nepercepute de urechea omului;
- sunete, cu frecvența 16—16 000 Hz;

— ultrasunete, nepercepute de urechea omului și care se propagă pe distanțe apreciabile în lichide și solide, avînd frecvența $16 \cdot 10^3 - 10^{10}$ Hz;

— hipersunete, cu lungimi de undă comparabile cu ale luminii, fără posibilități practice de propagare și cu frecvența superioară ultrasunetelor.

Se reamintesc, pe scurt, principalele caracteristici ale undelor elastice.

Mișcările oscilatorii (v. fig. 5.1) se caracterizează prin:

— oscilația mișcării de la A la B;

— perioada T , reprezentînd timpul necesar efectuării unei oscilații;

— elongația x la timpul t ;

— amplitudinea a , respectiv elongația maximă;

— frecvența f , care este numărul de oscilații în unitatea de timp. Frecvența este legată de perioadă prin relația:

$$f = \frac{1}{T} \quad (5.1)$$

Fig. 5.1. Caracteristicile unei unde elastice

și se măsoară prin cicli pe secundă sau Hz (Hertz).

Undele au o viteză de propagare v și o lungime λ , aceasta din urmă reprezentînd distanța după care elongația atinge din nou valoarea inițială, respectiv spațiul parcurs de undă în timpul unei perioade:

$$\lambda = v \cdot T = \frac{v}{f} \quad (5.2)$$

Se demonstrează că într-un mediu infinit oscilațiile transmise se pot propaga sub următoarele două forme principale:

a) Unde longitudinale (sau de compresune), cînd vibrația particulelor materialului este paralelă cu sensul de propagare al unde, avînd ecuația:

$$(\chi + 2\xi) \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} - \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = 0, \quad (5.3)$$

și viteza

$$v_l = \sqrt{\frac{\chi + 2\xi}{\rho}} \quad (5.4)$$

b) Unde transversale (sau de forfecare), cînd vibrația particulelor materialului este perpendiculară pe sensul de propagare a undei, avînd ecuația:

$$\xi \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} - \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = 0 \quad (5.5)$$

și viteza

$$v_t = \sqrt{\frac{\xi}{\rho}}. \quad (5.6)$$

În relațiile de mai sus u reprezintă depărtarea particulelor materiei de la poziția de repaus în momentul t la distanța x , ρ este densitatea, iar χ și ξ sînt coeficienții lui Lamé*. Acești coeficienți sînt legați de modulul de elasticitate E și de coeficientul lui Poisson μ prin relațiile

$$\chi = \frac{E \cdot \mu}{(1 + \mu)(1 - 2\mu)}; \quad \xi = \frac{E}{2(1 + \mu)}$$

Substituind valorile coeficienților χ și ξ în relațiile vitezelor se pot obține valorile lui E și μ în funcție de vitezele de propagare a undelor.

Notînd cu $\beta = \frac{v_1}{v_t}$, se obține:

$$E_d = \rho v_t^3 \frac{3\beta^2 - 4}{\beta^2 - 1} \quad (5.7)$$

și

$$\mu_d = \frac{\beta^2 - 2}{2(\beta^2 - 1)}. \quad (5.8)$$

Deci cunoscînd valorile vitezelor de propagare a undelor într-un mediu elastic, acest mediu se poate caracteriza prin constantele dinamice E_d și μ_d , care joacă un rol important în aplicațiile practice.

Ecuațiile de bază care definesc undele longitudinale și transversale arată că într-un mediu infinit elastic, omogen și izotrop, indiferent de frecvența sau amplitudinea oscilațiilor, acestea se propagă fără deformare și amortizare, cu vitezele v_1 și v_t . În realitate, mediile pentru care se încearcă a se determina constantele dinamice și mai ales rocile nu se încadrează în condițiile teoretice de mai sus, motiv care obligă luarea în considerare a unor anomalii ce se petrec în practică.

Modificarea caracteristicilor undelor elastice. În mediile reale există o interacțiune între mediu și undele elastice (sonore și ultrasonore). Cînd undele elastice întîlnesc în cale un obstacol ele își modifică caracteristicile, datorită fenomenelor de reflecție, dispersie și absorbție. Dacă dimensiunile geometrice ale obstacolelor întîlnite sînt mai mari decît

* În literatură acești coeficienți sînt notați cu λ și μ ; aici s-a adoptat această notație pentru a nu produce confuzii.

lungimea de undă a acestor oscilații se pot aplica legile geometriei optice. Această observație are valoare practică în metodele de cercetare și control privind limitele de schimbare petrografică, structurală și prezența discontinuităților (fisuri).

Cînd un fascicul de unde sonore sau ultrasonore cade perpendicular pe suprafața de separație a două medii (ex. lichid-rocă), atunci o parte din unde străbate roca, altă parte se reflectă. Energia reflectată este cu atît mai mare cu cît diferența între rezistențele acustice ale celor două medii, $\rho_1 c_1$ și $\rho_2 c_2$, este mai mare (ρ_1 și ρ_2 fiind densitățile, iar c_1 și c_2 vitezele de propagare respective ale undelor elastice). În cazul incidenței unui plan de unde normal se poate determina un coeficient de reflexie a energiei sonore cu relația:

$$R = \left(\frac{\rho_1 c_1 - \rho_2 c_2}{\rho_1 c_1 + \rho_2 c_2} \right)^2. \quad (5.9)$$

Dacă fasciculul de unde elastice cade la limita de separație a două medii (lichid-solid) sub un unghi diferit de 90° , atunci pe lîngă reflexie are loc și o refracție în mediul cu rezistența acustică mai ridicată. În mediul solid (roca) unda incidentă se descompune într-o undă refractată longitudinală și una transversală (fig. 5.2 a). Deoarece viteza unei longitudinale este mai mare decît aceea a unei transversale, întodeauna unghiurile de refracție a celor două unde satisfac neegalitatea $\gamma > \beta$. În cazul măririi unghiului de incidență a sunetului, la limita de separare a celor două medii poate să se producă o reflexie totală a unei longitudinale pentru unghiul critic θ_1 (fig. 5.2 b). Mărinđ și mai mult unghiul

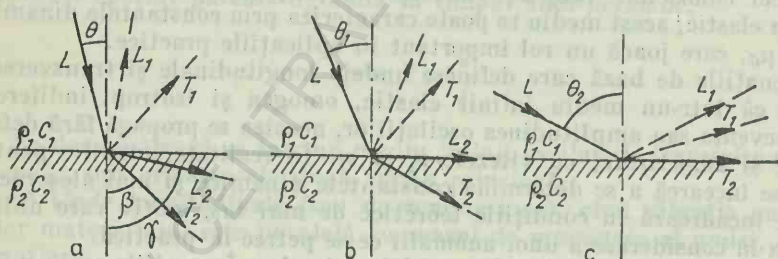


Fig. 5.2. Fenomenul de reflexie și refracție a undelor elastice:

a — reflexie parțială; b — reflexie totală a undelor longitudinale L ; c — reflexie totală a undelor transversale T .

de incidență (de exemplu la unghiul θ_2 din fig. 5.2 c) se ajunge la o reflexie totală și pentru unda transversală. Fenomenul reflexiei totale servește pentru măsurarea separată a vitezelor celor două tipuri de unde.

O importanță deosebită are alegerea celor mai bune condiții de transmitere a ultrasunetelor la contactul dintre emițătorul de unde piezoelectric și materialul de cercetat. Calculele arată că prin introducerea unei plăci intermediare reprezentată printr-o lamă de $\lambda/4$ are ca rezultat atingerea unei transmisii maxime a ultrasunetelor în material. Pentru aceasta, între rezistențele acustice ale celor trei medii trebuie să existe relația:

$$\rho_2 c_2 = (\rho_1 c_1 \cdot \rho_3 c_3)^{\frac{1}{2}}, \quad (5.10)$$

unde $\rho_2 c_2$ este rezistența acustică a lamei de $\lambda/4$.

Atenuarea intensității undelor. Propagarea prin rocă a ultrasunetelor sau a undelor sonore se face cu un transport de energie determinată. Intensitatea acestei energii, respectiv cantitatea de energie care trece într-o secundă pe 1 cm^2 perpendicular pe direcția de transmitere, scade datorită amortizării undei, fenomen denumit pe scurt *atenuare*.

Atenuarea intensității undelor depinde de dimensiunile materialului studiat, de proprietățile acustice și structura acestuia, ca și de frecvența și amplitudinea undei. Atenuarea intensității fasciculului de unde sonore este invers proporțională cu grosimea probei studiate sau a masivului de rocă. Dependența care caracterizează atenuarea intensității acustice se exprimă printr-o funcție exponențială.

Micșorarea intensității și amplitudinii undelor ultrasonore poate fi exprimată prin relațiile:

$$I_t = I_0 e^{-2\alpha x}; \quad (5.11)$$

$$A_t = A_0 e^{-2\alpha x}, \quad (5.12)$$

în care: α — este coeficientul de atenuare; I_t — intensitatea oscilației într-un punct al mediului; I_0 — intensitatea oscilației în punctul $x=0$; A_t — amplitudinea oscilațiilor într-unul din punctele de cercetat; A_0 — amplitudinea oscilațiilor în punctul $x=0$.

Dacă în planul undelor sînt cunoscute A și I în două puncte (x_1 și x_2), atunci coeficientul de atenuare în rocă este:

$$\alpha = \frac{1}{x_2 - x_1} \ln \frac{A_1}{A_2} \quad [\text{cm}^{-1}]. \quad (5.13)$$

Atenuarea în funcție de frecvență depinde de raportul dintre lungimea de undă λ și dimensiunea medie d a elementelor structurale din care este constituit mediul în care se propagă undele (cristale). Astfel dacă acest raport este $\lambda/d > 1000$, atunci atenuarea se face numai prin absorbție și coeficientul de atenuare este proporțional cu puterea întâia a frecvenței:

$$\alpha_a = C \cdot f,$$

unde C este o constantă care depinde de natura materialului.

În încercările in situ se constată că un masiv de roci are o „frecvență naturală”: când se lovește masa de roci cu o lovitură de ciocan, frecvența sunetului primit, la 30 sau 40 m de exemplu, depinde de masivul de roci și el variază, după terenurile studiate, între 200—600 Hz. Mai mult, utilizând un vibrator electrodinamic, s-au putut studia frecvențele care „traversează” mai bine printr-un masiv.

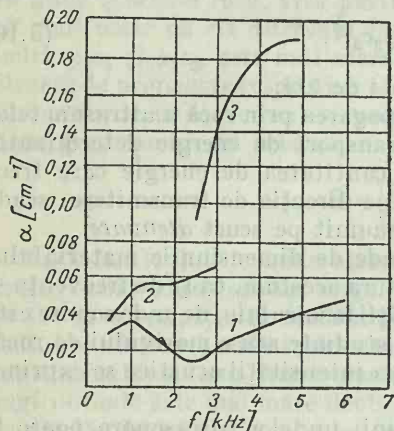


Fig. 5.3. Coeficientul de absorbție în funcție de frecvența f ;

1,2 — pentru calcare; 3 — pentru filit

Toate aceste rezultate arată că roca nu se comportă în același fel în diferitele frecvențe și că frecvențele mai mari de 1000 Hz sînt puternic amortizate. În fig. 5.3 este reprezentată variația coeficientului de atenuare pe seama frecvenței pentru calcar și filit, a cărei structură mai puțin omogenă produce o creștere mai rapidă a acestui coeficient.

Viteza de propagare a undelor elastice în roci. În fig. 5.4 se prezintă, după Niggli, sub forma de diagramă, valorile vitezelor de propagare a undelor longitudinale pentru rocile caracteristice din scoarța terestră. De asemenea, în tabelul 5.2 sînt arătate vitezele cele mai probabile de

propagare a undelor elastice în roci. Se observă că în general vitezele de propagare a undelor longitudinale și transversale sînt mai mari la rocile magmatice compacte și mai mici la rocile sedimentare poroase și fragmentate. În ce privește vitezele de propagare a ultrasunetelor, rezultatele cercetărilor arată că ele sînt mai mari la rocile bazice decît la cele acide și mai mici la rocile sedimentare decît la cele metamorfice și magmatice [5].

O influență mare asupra valorii vitezei de propagare a undelor are și orientarea direcției de transmitere a lor față de direcția de stratificație a rocilor.

În general, încercările de transmitere a undelor pe direcția de stratificație au arătat valori minime ale vitezei de propagare, iar în lungul direcției de stratificație valorile au fost maxime. Diferențele între cele două limite sînt variabile de la rocă la rocă, funcție de modul de formare a acesteia. Astfel, încercări de laborator efectuate pe cuburi din granit în stare uscată și umedă, după trei direcții perpendiculare pe fețe, au

arătat că viteza de propagare este mai mică pe direcția transversală a fisurilor decât în alte direcții, deși în cazul unei probe fără fisuri viteza este aproape aceeași (tabelul 3).

La betoane, la unele roci și, în special la pământuri s-a constatat o influență a *umidității* materialului asupra valorilor de propagare. Astfel, în timp ce la betoane creșterea umidității duce la mărirea vitezei de propagare, la calcare și argile creșterea umidității conduce la scăderea vitezei [2] (fig. 5.5).

Tabelul 5.2. Cele mai probabile valori ale vitezelor de propagare a undelor elastice în roci

Mediul și roca	Viteza de propagare a undelor elastice, m/s			Rezistența acustică $\rho \cdot c \cdot 10^5$ g/cm ² · s	$\frac{v_l}{v_t}$
	v_l	v_t	v_s		
Aer	335	—	—	0,00043	—
Apă	1490	—	—	1,49	—
Fier	5850	3230	3000	45,60	1,81
Alama	4430	2120	—	36,10	2,08
Aluminiu	6210	3080	2880	17,0	2,02
Gabrou	6100	3200	2890	18,2	1,9
	(6000—6600)				
Calcare	4800	2500	2300	12,0	1,87
	(3500—6300)				
Cuarțit	5400	3800	3410	14,4	1,44
	(4900—5600)				
Marmoră	5300	2700	2410	13,8	1,8
	(4900—5700)				
Granit	5100	2820	2560	13,4	1,8
	(4500—5500)				
Gnais	4200	2400	2160	11,8	1,75
	(3200—5500)				
Gresie	4500	2600	2340	12,0	1,72
	(3000—5300)				
Gheață	3700	1850	1660	3,3	2,0
	(3500—3800)				
Gips	3400	2160	1980	7,5	1,57
	(3200—3500)				
Sisturi	2400	890	800	5,8	—
	(2300—2450)				
Argile (umede)	(1500—1700)	—	210	2,9	—
Nisip	(600—1800)	—	320	2,0	—

v_l — viteza undelor longitudinale

v_t — viteza undelor transversale

v_s — viteza undelor de suprafață.

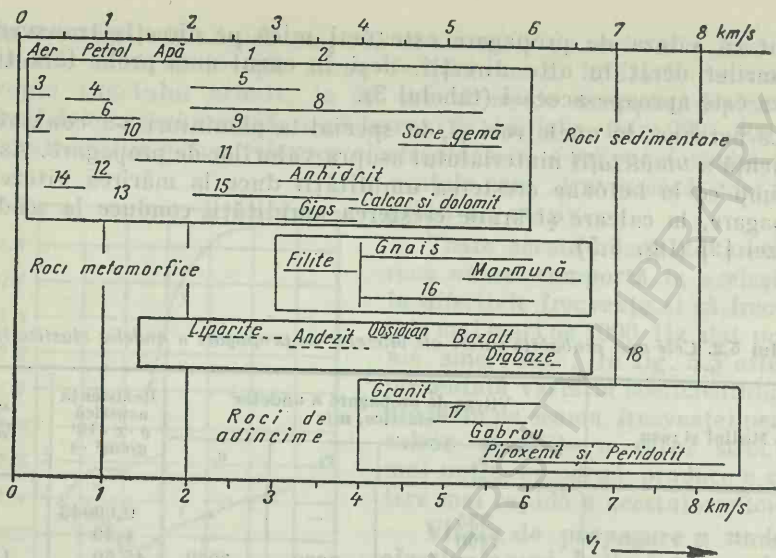


Fig. 5.4. Vitezele de propagare a undelor longitudinale (seismice) în diverse roci (după Niggli) (42):

1 — gheață de mare; 2 — gheață de ghețar; 3 — nisip afinat; 4 — prundiș; 5 — marnă moale, cretă; 6 — pietriș etc. cu apă freatică; 7 — loess; 8 — șisturi argiloase vechi, grauacke și cuarțit; 9 — molasă perialpină; 10 — nisipuri și argile refractare; 11 — argile, gresie și marnă; 12 — lignit; 13 — hullă; 14 — soluri; 15 — calcar marnos; 16 — cristalin vechi în general; 17 — granit abundent; 18 — rocă efusivă.

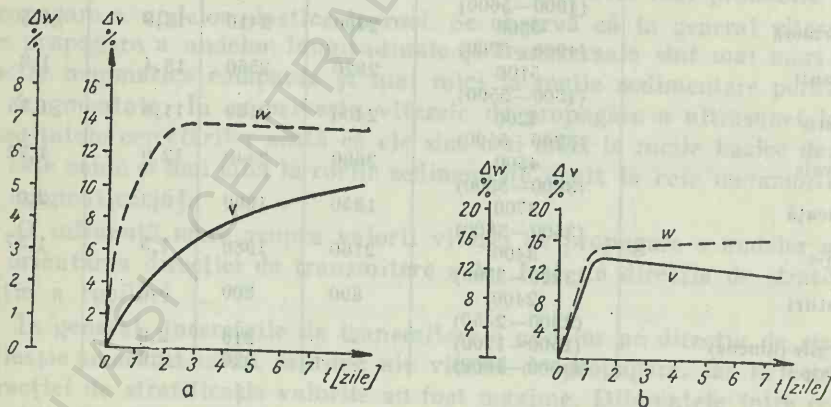
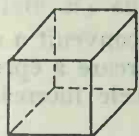
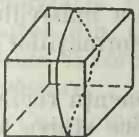
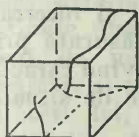
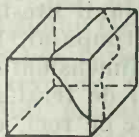
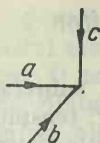


Fig. 5.5. Variația vitezei de propagare a undelor în beton și calcar în funcție de umiditate:

a — în beton; b — în calcar



Tabelul 5.3. Viteza undelor longitudinale într-o probă de granit în stare uscată și umedă de la barajul Kurobe IV

Direcția	Viteza, km/s	
	uscat	umed
a	2,92	4,47
b	3,39	4,90
c	3,50	4,90
a	2,84	3,66
b	3,32	4,37
c	3,41	4,53
a	2,77	3,94
b	3,26	4,82
c	3,32	4,92
a	3,55	4,50
b	3,58	4,63
c	3,63	4,64

În general, viteza de propagare a undelor prin roci descrește cu gradul de alterare al componentelor minerali și de dezvoltare a fisurilor, așa după cum se poate vedea din datele înscrise în tabelul 5.4. Mai mult, viteza diferă cu felul rocii, localitatea și vîrsta geologică chiar pentru același tip de rocă. Toate acestea demonstrează caracterul eterogen al rocilor, de care trebuie să se țină seama la determinarea diferiților parametri caracteristici.

Tabelul 5.4. Descreșterea vitezei longitudinale cu gradul de alterare pentru gresia de la barajul Arimine

Gradul de alterare	Viteza, km/s
Proaspăt	4,92
Alterat	3,56
Foarte alterat	2,50

5.1.1. Determinarea proprietăților mecanice ale rocilor cu ajutorul undelor elastice

Rocile care înconjoară excavațiile de la suprafață și din subteran se găsesc într-o stare complexă de tensiuni. Valoarea acestor tensiuni interioare este funcție de compoziția, structura și caracteristicile fizico-mecanice ale rocilor, dar mai depinde și de mărimea presiunii litostatice și de modul de distribuire a tensiunilor în decursul timpului. În cazul lucrărilor miniere și de exploatare, modificarea dimensiunilor excavațiilor conduce la o permanentă modificare a stării de tensiuni din pilieri și planșee. În aceste condiții, solicitările preluate de roci, ca și durata lor de manifestare, determină mărimea deformațiilor remanente ale epruvetelor detașate din masiv pentru experimentări și încercări de laborator. Mărimea acestor deformații nu poate fi măsurată prin încercări clasice și din acest motiv studiile de laborator privind caracteristicile elastoplastice ale rocilor sînt adesea foarte departe de situația din natură.

Încercările cu impulsuri ultrasonore înlătură dificultățile de mai sus, făcînd posibilă determinarea caracteristicilor în orice fază a masivului de roci, prin studierea evoluției în timp a tensiunilor și deformațiilor și prin compararea rezultatelor finale cu cele inițiale.

În timpul solicitărilor, particulele care intră în componența rocilor opun o anumită rezistență la acțiunea care tinde să modifice starea lor inițială de tensiuni; încercările de laborator și teren urmăresc să stabilească, printre altele, și valoarea acestei rezistențe.

După viteza cu care se aplică efortul de solicitare, s-a convenit a se considera ca încercări statice acelea în care viteza de încărcare a epruvetei nu depășește $15 \text{ kgf/cm} \cdot \text{s}$ și încercări dinamice acele încercări în care durata de solicitare este foarte mică.

Procesul fizic care are loc în timpul unei încercări statice este practic izoterm și este condiționat atît de proprietățile elastice cît și de cele viscoplastice ale materialului încercat.

Datorită timpului scurt de acționare, încercările prin impulsuri ultrasonore sînt încercări dinamice. Propagarea undelor se face printr-o succesiune de comprimări și destinderi ale căror amplitudini sînt întotdeauna egale între ele. În timpul propagării ultrasunetelor nu sînt posibile schimburi de energie cu mediul înconjurător, procesul fizic fiind adiabatic. Din această cauză, măsurătoarea reflectă mai mult proprietățile elastice ce se dezvoltă la încercări instantanee.

Principala caracteristică elastică a rocilor este *modulul de elasticitate sau modulul lui Young*. Static, modulul de elasticitate este definit în teoria elasticității ca valoarea pantei pe care curba efort-deformație (σ , ϵ) o are într-un punct oarecare:

$$E_{st} = \text{tg} \alpha = \frac{d\sigma}{d\epsilon} \quad (5.14)$$

Pentru rocile la care curba efort-deformație este o dreaptă, acest modul este o constantă, fapt care le caracterizează ca fiind perfect elastice. O astfel de caracteristică au rocile omogene dense și dure, cum sînt diabazul, andezitul și calcarul. Cele mai multe roci însă nu sînt perfect elastice și în consecință curba (σ, ε) nu mai este o dreaptă. În acest caz, modulul static de elasticitate E_{st} se definește prin tangenta unghiului făcut de tangenta sau secanta curbelor de încărcare și revenire, ca și prin așa-numitul modul de reincărcare-revenire stabilizat, corespunzător deformațiilor constante obținute după un număr suficient de mare de cicluri de încărcări și reveniri (fig. 5.6). În acest fel, la determinarea modulului trebuie precizată deformația specifică sau procentul din sarcina de rupere căruia îi corespunde efortul de încărcare.

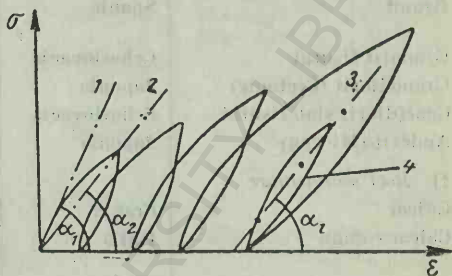


Fig. 5.6. Curbe de încărcare-revenire σ - ε pentru determinarea lui E_{st} :

1 — tangentă; 2 — secantă; 3 — dreapta ciclului elastic; 4 — ciclul elastic cu deformații constante

Cunoscînd vitezele de propagare a undelor longitudinale și transversale prin masivul de roci se poate calcula modulul dinamic de elasticitate E_d cu ajutorul formulelor:

$$E_d = v_1^2 \frac{\rho}{g} \frac{(1+\mu_d)(1-2\mu_d)}{1-\mu_d} \quad [\text{kgf/cm}^2] \quad (5.15)$$

și

$$E_d = v_t^2 \frac{3\beta^2 - 4}{\beta^2 - 1} \quad [\text{kgf/cm}^2], \quad (5.16)$$

în care: ρ este densitatea; g — accelerația gravitației; μ_d — coeficientul lui Poisson; β — raportul v_1/v_t .

În tabelul 5.5. sînt prezentate, după H. Link, valorile E_{din} și E_{st} obținute în încercări pe teren și în laborator pe o mare varietate de roci. În ultima coloană a tabelului se dă și raportul dintre cele două module. Se observă că acest raport este întotdeauna supraunitar, fiind cuprins, în general, între 1,1 și 12.

Unii autori au încercat să formuleze ecuații cu caracter general pentru a stabili legătura din cei doi module. Astfel, N. V. Nikitin [6], pe baza înregistrării unui mare număr de valori, a stabilit relația:

$$E_{din} = 0,97 E_{st} + 83\,000 \quad [\text{kgf/cm}^2].$$

Tabelul 5.5. Compararea modulelor seismice și statice în masivele de roci după Link H.

Roca	Țara	E_{din} $\times 10^3 \text{ kp}^*/\text{cm}^2$	E_{st} $\times 10^3 \text{ kp}^*/\text{cm}^2$	$\frac{E_{din}}{E_{st}}$
I. Roci eruptive				
Granit	Spania	160 170	72 110	2,2 1,5
Granulit fisurat	Cehoslovacia	90—130	13,8—37	2,4—9,1
Granodiorit (Cretacic)	Japonia	80—230	15—85	1,5—5,6
Cuarțdiorit slab fisurat	Cehoslovacia	374—464	83—120	2,8—7,8
Andezit (Miocen)	Japonia	200—350	48—100	3,2—6,3
II. Roci sedimentare				
Calcar	Franța	400	135	3
Calcar comun	Italia	430 505 420 480	421 481 392 168	1,0 1,05 1,07 2,8
Calcar negru	Jugoslavia	190	82	2,3
Calcar		600 400 200 100	260 120 47 21	2,3 3,3 4,3 4,8
Calcar cu intercalații argiloase	URSS	370	305	1,2
Calcar marnos (Lias)	Spania	145—400 175—225	103—173 346—484	cca 1,5 1—1,2
Dolomit	Franța	280—540	52—99 90—190 130—260	2,3—3,3 2 3,5
Tuf	Japonia	200—250	28—32	6—9
Tuf liparitic (Miocen)	Japonia	130—340	31—89	3,0—8,5
Conglomerat fisurat	Italia	73—150 73—110	13 18 117 24	6—12 4—6 1,3 3—4,5
Conglomerat cuarțos tare	Tasmania	50—250	30	cca 6—10
Grauwacke fin stratificate	Cehoslovacia	350—420	80—120	2,5—5,3
Gresie foarte fisurată	Iran	177 254 164	48 46 38	3,7 5,6 4,4
Gresie	SUA	91 84 120	97 73 84	~1 1,1 1,4

* kp = kilo pont

Tabelul 5.5. (continuare)

Gresie	Angola	50—150	19—86	2,8—1,8
		190	70	1,5
			35	5,4
			86	2,2
		340—380	105	3,5
			145	2,6
		340—400	105—145	3,2—2,8
			154—348	1,2
		90—190	12	7,5
			182	1,1
Gresie (arcoză) în alter- nanță cu șist argilos	Japonia	50—100	12—31	1,6—6
Șist	Franța	125—180	50	2,5—3,6
Șist argilos calcaros	Cehoslovacia	80—118	6—7	11,5—19,6
Șist argilos slab alterat	Idem	5,3—11,7	0,3—0,5	3,6—11,3
III. Sisturi cristaline				
Gnais fisurat și slab alte- rat	Franța	290	42	6,9
		275	30	9,1
		620	96	6,5
Gnais fisurat, alterat	Cehoslovacia	65—72	6,8	9,4—10,5
Gnais cu silicat de calciu	Elveția	385	250	1,55
		350	105	3,33
Gnais amfibolic sfărâmat și alterat	Cehoslovacia	52	37,5	1,4
		21	17,3	1,2
		27	26,6	1,05
		18	14,0	1,25
		32	25,5	1,25
Gnais și micașist masiv destul de izotrop	Italia	125—785	240	cca 2,5
		400—900	160	4
Gnais șistos	SUA	218	159	1,4
		372	77	4,8
		169	128	1,3
Paragnais nealterat slab fisurat	Germania	500—870	150—780	1,10—1,15
Șist cloritos bogat în cuarț	URSS	525	300	1,75
		485	200	2,4
		450	150	3,0
		400	120	3,3
Șist calcaros nealterat	Austria	510	~ 170	3,0

Între mărimea modulului dinamic de elasticitate și aceea a modulului static nu există o legătură analitică unică. Experimental se poate admite o relație empirică de forma:

$$E_{din} \geq \alpha \cdot E_{st},$$

în care α este o constantă ce se stabilește experimental pentru fiecare tip de rocă în parte.

O altă caracteristică elastică a rocilor este coeficientul lui Poisson static, definit ca fiind raportul dintre alungirea specifică transversală și scurtarea specifică longitudinală:

$$\mu_{st} = \frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_v},$$

$$\text{unde } \varepsilon_0 = \frac{\Delta d}{d} \text{ și } \varepsilon_v = \frac{\Delta l}{l}.$$

Teoretic, valoarea acestui coeficient la încercarea epruvetelor din materiale elastice poate varia între 0 și 0,5. Cu cât deformațiile plastice sînt mai mari în comparație cu cele elastice, cu atât valoarea coeficientului lui Poisson este mai mare, iar depășirea valorii limită de 0,5 arată că materialul se află în stadiul deformării plastice.

Dinamic, coeficientul lui Poisson se determină cu relația:

$$\mu_{din} = \frac{\beta^2 - 2}{2(\beta^2 - 1)}, \quad (5.17)$$

în care β reprezintă raportul v_l/v_t , cunoscut pe baza rezultatelor din măsurători.

Modulul de elasticitate transversală sau modulul de alunecare se determină în funcție de parametri cunoscuți cu una din relațiile:

$$G_d = v_t^2 \frac{\rho}{g} \text{ [kgf/cm}^2\text{]};$$

$$G_d = \frac{E_{din}}{2(1 - \mu_{din})}, \text{ [kgf/cm}^2\text{]}. \quad (5.18)$$

În condițiile elasticității pure, cînd $\mu_{din} = 0$,

$$G_{din} = \frac{1}{2} E_{din}. \quad (5.19)$$

Pentru domeniul plastic, cînd $\mu_{din} \geq 0,5$, avem

$$G_{din} \geq \frac{1}{3} E_{din}. \quad (5.20)$$

Modulul de deformare volumică, denumit și *modul de compresibilitate* sau *modul de elasticitate cubică*, se determină cu relația:

$$K = \frac{E_{din}}{3(1-2\nu_{din})} \text{ [kgf/cm}^2\text{]}. \quad (5.21)$$

Rezultatele obținute în laborator pe epruvete supuse la încercări statice și dinamice arată că între viteza de propagare a undelor elastice în roci și rezistența mecanică a acestora există o corelație. Astfel, în fig. 5.7 se vede că viteza de propagare longitudinală în sarea gemă variază proporțional cu rezistența la compresiune monoaxială.

După unii autori francezi [4], între viteza de propagare a undelor longitudinale v_l și rezistența la compresiune a rocilor R_c există o relație de forma:

$$v_l = 124 \sqrt{R_c - 15} + 1385 \text{ [m/s]}.$$

De asemenea, modulul de elasticitate dinamic E_{din} este legat de rezistența la compresiune R_c după formula:

$$E_{din} = 29\,000 \sqrt{R_c + 154} - 360\,000.$$

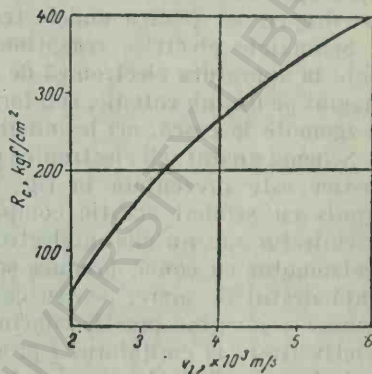


Fig. 5.7. Variația vitezei longitudinale v_l funcție de R_c la sarea gemă

5.1.2. Aparatura pentru producerea și înregistrarea undelor elastice

În roci, undele elastice pot fi generate prin lovituri mecanice executate pe suprafața masivului, cu ajutorul unor încărcături mici de exploziv plasate în găuri forate, și prin emițători de unde ultrasonore. În primul caz se produc unde sonore cu o putere mică de pătrundere în roci. În al doilea caz, cu ajutorul emițătorilor, se generează unde seismice cu o putere mare de traversare prin roci. Undele ultrasonore se produc cu emițătoare de diferite construcții (piezoelectrice, magnetostrictive etc.) Aceste emițătoare au avantajul că pot emite unde cu o frecvență controlată, ceea ce permite alegerea frecvenței optime de propagare a undelor în diverse roci. Înregistrarea undelor elastice se face cu aparatură electronică, prin măsurarea frecvenței oscilațiilor și a intensității acestora. Principalele elemente ale majorității aparatelor destinate măsurării acestor parametri sînt transductorii (emițători și

receptori) de vibrații acustice montați în palpatori. Aceștia transformă energiile mecanică, oscilatorie, electrică, magnetică etc. De regulă, pentru efectuarea măsurătorilor în gama de frecvențe cuprinse între 0—15 kHz se folosesc transductori electrodinamici, iar în gama 15—1000 kHz se folosesc transductori piezoelectricei sau magnetostrictivi.

Palpatorii pot fi de diferite tipuri, după forma suprafeței de contact și natura undelor înregistrate. Astfel, pentru recepționarea undelor pe o suprafață orizontală, în cazul undelor longitudinale, se folosesc palpatori drepți, iar pentru undele transversale se folosesc palpatori oblici.

Semnalele electrice recepționate de palpatori sînt transmise prin cablu la aparatura electronică de înregistrare, care le redă sub forma de imagini pe un tub catodic, sub formă de diagrame înregistrate pe hîrtie, de zgomote la cască, ori le înregistrează pe bandă magnetică.

Schema aparaturii electronice pentru emiterea și înregistrarea undelor elastice este prezentată în fig. 5.8 [2]. Se lucrează după metoda de impuls cu semnal acustic complex. Ca sursă de vibrații se folosește un emițător sau un ciocan electromecanic 1, care, fiind acționat de un electromotor cu camă, produce șocuri pe suprafața încercată cu o frecvență destul de mare, pentru ca împreună cu remanența tubului 6 să formeze o imagine practic continuă pe ecran. Un dispozitiv magnetostrictiv atașat la emițătorul 1 produce (prin intermediul amplificatorului de declanșare 2) declanșarea simultană cu șocul a bazei de timp 3, care asigură baleiajul pe orizontală a fasciculului de electroni în tubul 6. Un dispozitiv de întîrziere 7 asigură punerea în coincidență a momentului emisiei semnalului cu cel al recepției sale, în vederea măsurării timpului scurs între cele două evenimente. Semnalul acustic complex dat de emițătorul 1, după ce se propagă în masivul de rocă, este captat de receptorul 4 — de obicei magnetostrictiv cu tijă — transformat în semnal electric, amplificat în amplificatorul de recepție 5, aplicat plăcilor verticale ale tubului catod 6 și vizualizat pe ecranul acestuia.

Palpatorii se așază pe aceeași suprafață a masivului de roci și sînt orientați în așa fel încît să favorizeze propagarea undelor longitudinale în vecinătatea suprafeței. Se recomandă folosirea palpatorilor cu vîrf, care pot fi orientați mai liber față de poziția suprafeței de încercare.

Cu aparatura electronică de înregistrare descrisă se execută următoarele măsurători:

1. Viteza longitudinală v_l se determină prin măsurarea timpului t parcurs de unda aleasă (fig. 5.9). Cunoscînd distanța l între emițător și receptor, viteza se calculează cu relația:

$$v_l = \frac{l}{t}.$$

În mod asemănător se calculează viteza undelor transversale.

2. Frecvența f și lungimea de undă λ se determină din lungimea primelor elongații, cu ajutorul unui dispozitiv care permite declanșarea calculării timpului atât pentru elongațiile pozitive, cât și pentru cele negative. Cunoșcând timpii t_1 și t_2 (fig. 5.10) se poate deduce:

$$t_2 - t_1 = \frac{T}{2},$$

de unde

$$f = \frac{1}{T} \text{ și } \lambda = \frac{V}{f}.$$

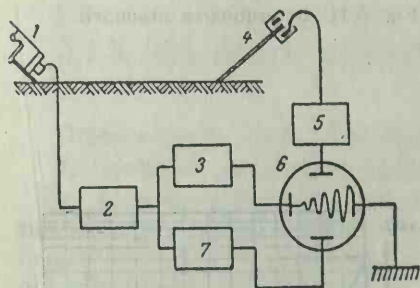


Fig. 5.8. Schema de principiu în metoda de impuls prin transmisie cu semnal acustic complex:

1 — emițător; 2 — amplificator de declanșare; 3 — baza de timp; 4 — receptor; 5 — amplificator; 6 — tub catodic; 7 — dispozitiv de întârziere.

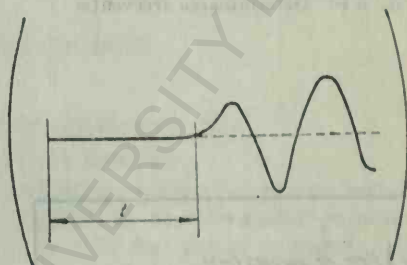


Fig. 5.9. Măsurarea timpului de propagare a undelor longitudinale.

3. Atenuarea semnalului se determină cu ajutorul unui potențiomtru gradat de la 1—9, care definește nivelul amplitudinii care oprește calcularea timpului; cu cât semnalul de intrare este mai puternic, cu atât amplitudinea semnalului este mai mică (fig. 5.11). O etalonare a potențiometrului permite determinarea amplitudinii ce corespunde fiecărei gradații, stabilindu-se o curbă de etalonare (fig. 5.12).

În teren, măsurătorile se desfășoară în conformitate cu situația amplasamentului. De exemplu, într-o galerie de cercetare se așază un palpator direcțional, sensibil atât la vibrațiile longitudinale, cât și la cele transversale, amplasat într-o mică nișă săpată în rocă. Pe peretele galeriei, la distanțe de 3—5 m, se produc vibrații prin lovire cu un baros sau cu un emițător magnetostriktiv, în sensul îndepărtării de palpatorul receptor. Lungimea unui profil este de ordinul a 30—50 m. Punctele de lovire sînt alese cu ajutorul unui sclerometru Schmidt. Acest aparat, simplu și ușor, măsoară ricoșul unei greutăți pe rocă, printr-un indice

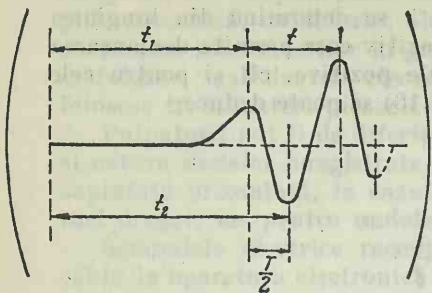


Fig. 5.10. Determinarea frecvenței

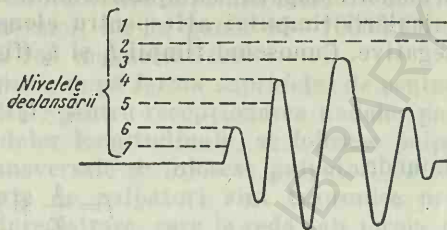


Fig. 5.11. Determinarea atenuării

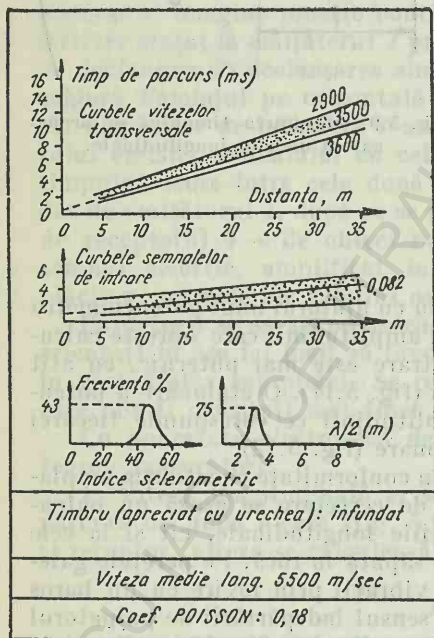


Fig. 5.12. Curba de etalonare a potențiometrului

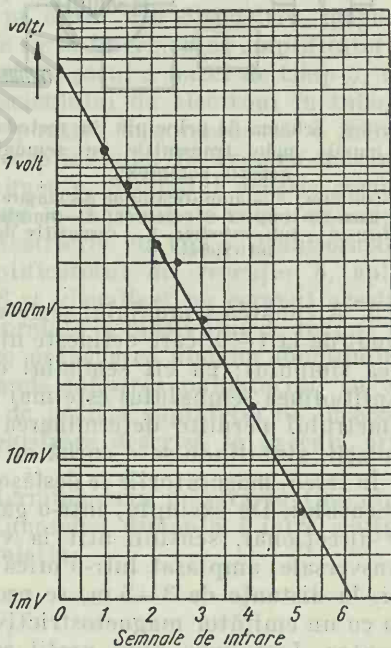


Fig. 5.13. Fișa de rezultate

ce variază de la 0 la 100, care caracterizează acest rîcoş; după citeva sute de măsurători punctiforme, pe profilul proiectat se aleg punctele de lovire al căror indice sclerometric este indicele mediu găsit pe profil. Se evită astfel lovirea de zone înfoiate, prea fisurate sau, din contra, prea compacte faţă de medie.

Pentru un amplasament dat, toate rezultatele diverselor profile se grupează pe o fişă unică (fig. 5.13). Se obţin astfel valorile medii şi dispersiile pentru diverse criterii studiate. Numărul de profile depinde de importanţa amplasamentului şi poate varia între 20 şi 40.

5.1.3. Organizarea încercărilor pe teren

Organizarea măsurătorilor cuprinde următoarele faze:

1. Controlul funcţionării aparaturii de încercare.

2. Alegerea celor mai potriviţi palpatori, ţinînd seama de natura rocilor. Pentru roci compacte este indicat să se folosească palpatori magnetostrictivi sau electromecanici. În roci mai puţin compacte este obligatorie folosirea palpatorilor care lucrează cu frecvenţe joase (sub 30 kHz);

3. Pregătirea suprafeţei de încercare, prin înlăturarea rugozităţilor, cînd se lucrează cu emiţători şi receptori plani. Această operaţie are o însemnătate deosebită în cazul măsurătorilor de atenuare;

4. Marcarea punctelor de încercare, pentru a avea o bună distribuţie a punctelor de încercare pe suprafaţa cercetată, precum şi o bună corespondenţă între poziţiile emiţătorului şi receptorului. În zonele mai puţin omogene, reţeaua trebuie îndesată pentru detalieri;

5. În paralel cu efectuarea măsurătorilor, trebuie ridicată o schiţă pe care să se figureze la scară poziţia fiecărui punct de încercare şi să se noteze rezultatele măsurătorilor. Măsurătorile de timp de propagare se impun din cauza frecvenţei joase şi a folosirii metodei prin transmisie.

Echipa de lucru este formată în general dintr-un operator pentru citiri şi notări la aparat, doi manipulanţi ai emiţătorului, respectiv receptorului, şi o persoană pentru comunicare şi coordonare.

La lucrul cu instalaţiile cu ultrasunete trebuie avută totdeauna în vedere conectarea la pămînt a aparatului. Aparatele se alimentează în mod obişnuit cu curent alternativ de 220 V şi o perioadă de 50 Hz, luat de la reţea sau de la un grup electrogen autonom. Trebuie verificată, înainte de încercare, stabilitatea tensiunii şi a perioadei curentului, în limitele admise de prospectul aparatului.

5.2. Caracteristicile termice ale rocilor

Transmiterea căldurii este un fenomen complex, care în natură are loc prin intermediul corpurilor și sub formă de energie radiantă.

Conducția este transportul căldurii direct prin corpuri, de la atom la atom, ion la ion, respectiv de la moleculă la moleculă, prin intermediul electronilor (metale), cum și prin influența oscilațiilor particulelor elementare (gaz fononic), combinat cu emisia și absorbția de radiație de la o particulă la cele imediat vecine (la solide și la lichide).

Convecția este transportul de căldură produs prin deplasarea ordonată a moleculelor. Convecția are loc datorită mișcării fluidului purtător, cauzată fie de diferențele de greutate specifică (ca urmare a unei încălziri neuniforme) — convecția liberă, fie de un factor mecanic exterior — convecție forțată.

Radiația este transmiterea de căldură în gaze sub forma de energie radiantă, a cărei emisie și absorbție se face prin cuante.

Transmiterea căldurii în roci se face în general fononic. Totuși în rocile cu conținut de metale căldura se transmite și prin intermediul electronilor.

5.2.1. Mărimi termice

Absorbția căldurii în roci întotdeauna este însoțită de o creștere a energiei cinetice, care produce schimbarea temperaturii în rocă. Frecvența și amplitudinea oscilațiilor moleculelor și atomilor se mărește cu creșterea temperaturii. Între cantitatea de căldură Q absorbită de rocă și temperatura sa există o legătură directă.

Conform primei legi a termodinamicii,

$$dQ = dQ_1 + dQ_2,$$

unde: dQ_1 este partea din căldură transmisă de energia internă a corpului încălzit; dQ_2 — partea din căldură cheltuită prin lucru exterior (extinderea căldurii, modificări polimorfe etc.).

Întotdeauna

$$dQ_1 = C dI,$$

unde C este căldura moleculară la volum constant.

Mărimea C raportată la unitatea de masă a volumului încălzit se numește *căldură specifică* a rocii:

$$c = \frac{C}{m}.$$

Termenul dQ_2 este mic în raport cu dQ și se poate neglija. Rezultă că:

$$c = \frac{dQ}{dT \cdot m}, \text{ [kJ/kg} \cdot \text{grad]}.$$

Deci, căldura specifică este cantitatea de căldură necesară pentru a încălzi unitatea de masă a rocii cu 1°C .

Dacă izolăm în masa unei roci un paralelipiped cu lungimea Δx și secțiunea ΔS , iar fețele opuse se găsesc la temperaturile T_1 și T_2 ($T_1 > T_2$) (fig. 5.14), atunci cantitatea de căldură care trece în intervalul de timp dt prin secțiunea ΔS este dată de relația:

$$dQ = \lambda \frac{T}{\Delta x} \Delta S dt, \quad (5.22)$$

în care: λ este conductibilitatea termică a rocii; T — diferența de temperatură $T_1 - T_2$.

Parametrul $\text{grad } T = \frac{\Delta T}{\Delta x}$ se numește *gradientul de temperatură* și este valoarea maximă a raportului dintre creșterea temperaturii ΔT și distanța Δx .

Parametrul $q = \frac{dQ}{\Delta S dt}$ se numește *fluxul unitar de căldură* și reprezintă cantitatea de căldură ce trece în unitatea de timp prin secțiunea ΔS .

Conductibilitatea termică a rocilor este cantitatea de căldură care trece prin unitatea de suprafață în unitatea de timp pe gradientul de temperatură:

$$\lambda = \frac{dQ \Delta x}{dt \Delta S \Delta T} = \frac{q}{\text{grad } T} \text{ [J/m} \cdot \text{s} \cdot \text{grad]}. \quad (5.23)$$

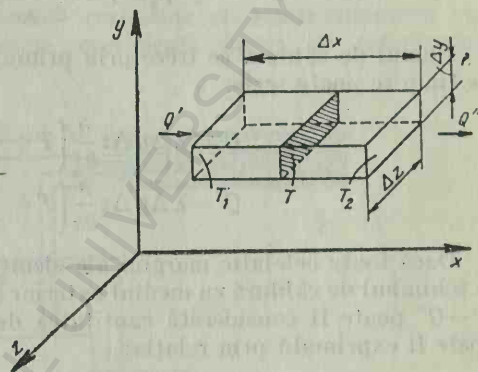


Fig. 5.14. Paralelipipedul elementar și fluxul de căldură.

Pentru evaluarea fluxului de căldură ce trece printr-o secțiune oarecare din interiorul rocilor trebuie să cunoaștem repartizarea temperaturii în masa lor. Aceasta se stabilește cu ajutorul ecuației diferențiale a conducției stabilită de Fourier.

Dacă T este temperatura din centrul paralelipipedului din fig. 5.14, atunci temperaturile din cele două plane extreme, utilizând gradientul de temperatură $\Delta T/\Delta x$, sint:

$$T_1 = T + \frac{1}{2} \frac{\partial T}{\partial x} \Delta x;$$

$$T_2 = T - \frac{1}{2} \frac{\partial T}{\partial x} \Delta x.$$

Fluxul de căldură ce trece prin primul și al doilea plan în unitatea de timp se poate scrie:

$$Q' = \lambda \Delta y \Delta z \frac{\partial}{\partial x} \left(T + \frac{1}{2} \frac{\partial T}{\partial x} \Delta x \right);$$

$$Q'' = \lambda \Delta y \Delta z \frac{\partial}{\partial x} \left(T - \frac{1}{2} \frac{\partial T}{\partial x} \Delta x \right).$$

Dacă toate celelalte margini ale elementului considerat nu participă la schimbul de căldură cu mediul exterior (izolare bună), atunci diferența $Q' - Q''$ poate fi considerată cantitatea de căldură absorbită de rocă și poate fi exprimată prin relația:

$$Q' - Q'' = c \delta \Delta x \Delta y \Delta z \frac{T}{t}.$$

Ecuația diferențială a conducției, a lui Fourier, ia forma:

$$\frac{\lambda}{c \cdot \delta} \cdot \frac{\partial^2 T}{\partial x^2} = \frac{\partial T}{\partial t}.$$

Extinsă la volum, ecuația lui Fourier poate fi scrisă:

$$\frac{\partial T}{\partial t} = a \nabla^2 T,$$

unde: $a = \frac{\lambda}{c \delta}$ este difuzivitatea de temperatură în rocă, în m^2/s ;

c — căldura specifică a rocii;

δ — greutatea specifică a rocii;

$\nabla^2 T$ se numește laplaceianul cîmpului de temperatură.

Difuzivitatea de temperatură caracterizează viteza de schimbare a temperaturii în roci.

5.2.2. Măsurarea temperaturii rocilor

Măsurarea temperaturii rocilor se face în găuri, cu ajutorul termometrelor cu mercur sau electrice. Fragilitatea mărită și inerția scăzută a termometrelor cu mercur face ca mai ales în măsurători subterane să fie preferate termometrele electrice. Însă la alegerea lor trebuie avute în vedere caracteristicile care sînt necesare să corespundă condițiilor dificile de măsurare în subteran.

Electrotermometrul pentru subteran ST-1, construit în URSS, este în prezent unul dintre termometrele care prezintă caracteristici constructive corespunzătoare pentru măsurarea temperaturii rocilor în găuri. Ca elemente sensibile sînt folosite rezistențe cu semiconductori, așa-numiții termistori, care posedă coeficienți înalți de temperatură

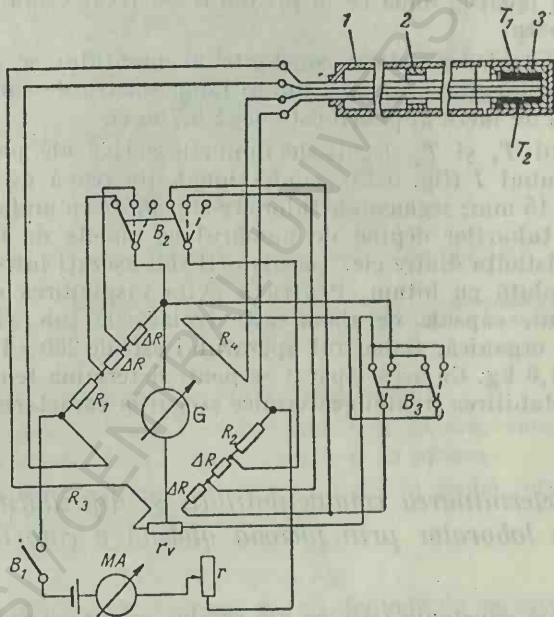


Fig. 5.15. Schema electrotermometrului tip ST-1.

(2,5—4% pe 1°C) și pot fi folosiți pentru măsurarea de temperaturi cuprinse între -100°C și +180°C. Acești termistori, simbolizați MMT-1, au o rezistență nominală de 1000...10 000Ω.

Schema principală a aparatului de măsurat este arătată în fig. 5.15. Acesta conține o punte Wheatstone cu curent constant, folosită în regim

dezechilibrat, astfel că rezultatul măsurării este proporțional cu gradul de dezechilibrare al punții. Pentru măsurarea variațiilor mici de temperatură ($\pm 5^\circ\text{C}$), schema aparatului permite introducerea de rezistențe R_1 cu valori de 10...20 ori mai mari decât cele de bază. Elementele sensibile T_1 și T_2 (termistorii), cu o rezistență nominală de 2 000 Ω , sînt legate în serie cu R_3 și R_4 . Elementele pasive ΔR sînt constituite din rezistențe tip VS de 500 și 1 000 Ω . Galvanometrul G , datorită comutatorului B_2 , poate lucra în trei domenii: 10–25, 20–35 și 30–45 $^\circ\text{C}$.

Pentru controlul bunei funcționări, aparatul este prevăzut cu comutatorul B_3 cu acțiune reciprocă, legat de ramura activă R_4 a punții cu ramură adiacentă R_2 , ΔR . Comutatorul are două poziții; în poziția de control indicatorul galvanometrului trebuie să stea pe zero. În cazul că indicatorul este deviat de la zero, cu ajutorul reostatului r , se corectează această poziție, după ce în prealabil s-a fixat comutatorul B_3 în poziția de lucru.

Pentru controlarea valorii constante a curentului se montează în circuitul de alimentare al punții un miliampermetru de control MA tip M-4 (curentul de lucru al punții este de $\approx 0,7$ mA).

Termistorii T_1 și T_2 , legați de ramurile active ale punții, se află montați în tubul 1 (fig. 5.15), confecționat din țevă de duraluminu cu diametrul 15 mm; segmentele tubulare sînt unite cu mufa 2. Numărul și lungimea tuburilor depind de numărul de puncte de măsurare din gaură și de distanța dintre ele. Termistorii sînt așezați într-o capsulă de alamă 3 umplută cu bitum. Pentru a evita răspîndirea căldurii de-a lungul tubului, capsula de alamă este izolată de tub printr-un manșon de sticlă organică. Gabaritul aparatului este de $260 \times 190 \times 100$ mm și greutatea 1,6 kg. Cu acest aparat se poate determina temperatura rocilor pentru stabilirea treptei geotermice și a altor caracteristici termice.

5.2.3. Determinarea conductibilității și difuzibilității rocilor în laborator prin metoda globală a calorimetrului

Aceste două constante termice ale rocilor se pot determina simultan pe una și aceeași probă, cu instalația prezentată în fig. 5.16.

Conductibilitatea termică se calculează cu formula:

$$\lambda = \frac{\delta}{R} [\text{kcal/m} \cdot \text{h} \cdot \text{grd}], \quad (5.24)$$

în care: δ este grosimea probei, m;

R este rezistența termică a probei: $R = R_t - 2R_c$;

R_t — rezistența termică totală a probei și a contactelor:

$$R_t = \frac{S_c \cdot \Delta\tau}{(c_a P_t + 0,12 P_r)}$$

$2R_c$ — rezistența termică de contact: $2R_c = \frac{S_c \cdot \Delta\tau_a}{(P_t + P_a) c_a}$;

S_c — suprafața de contact a probei cu încălzitorul, m^2 ;

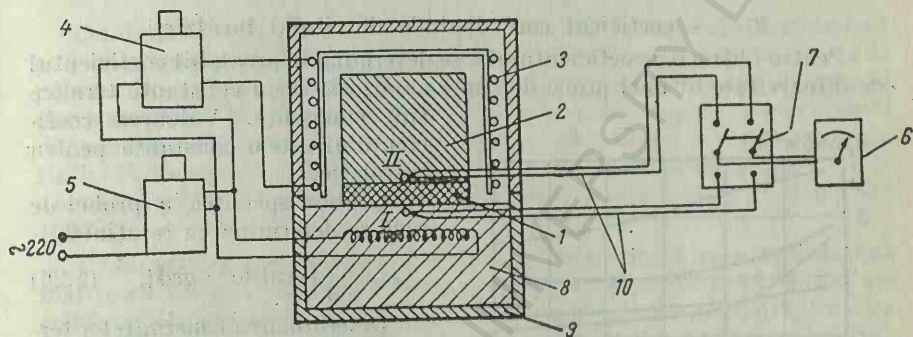


Fig. 5.16. Schema instalației pentru determinarea conductibilității și difuzivității termice a rocilor:

1 — probă de rocă; 2 — tijă-etalon; 3 — ecran termic; 4, 5 — autotransformatori cu electromotor; 6 — potențiometru KP-59; 7 — întrerupător; 8 — încălzitor; 9 — carcasa; 10 — termocuplu.

c_a — căldura specifică a probei din cupru;

$\Delta\tau$ — timpul de variație a temperaturii în ore, care depinde de rezistența termică la contacte și în probe;

$\Delta\tau_a$ — timpul de variație a temperaturii în probă, ore;

P_t — greutatea tijei de cupru, kg;

P_r — greutatea probei de rocă, kg;

P_a — greutatea probei de cupru, kg.

Rezistența termică de contact R_c nu depinde de caracteristicile termice ale rocilor experimentale și de aceea ea se poate evalua printr-o prealabilă etalonare a aparatului. În acest scop se alege definitiv o placă subțire cu o rezistență termică nu prea mare, de exemplu cupru, avîndu-se grijă să se înlăture rezistențele termice de contact.

Pentru micșorarea rezistențelor termice de contact încălzitor-probă și probă-tijă se folosește o unsoare acceleratoare de temperatură, de exemplu unsoarea organică PFMS sau pasta grafitoasă VNIINL-225.

Pentru efectuarea determinărilor pe roci se confecționează probe în formă de discuri cu diametrul 25—40 mm și grosimea 4—5 mm. Fețele trebuie să fie șlefuite și paralele.

Difuzivitatea termică a rocii este dată de formula:

$$a = \frac{k \delta^2}{2 \Delta \tau_1} [\text{m}^2], \quad (5.25)$$

în care: $\Delta \tau_1$ este timpul de variație a temperaturii în probă, în ore:

$$\Delta \tau_1 = \Delta \tau - \Delta \tau_a;$$

k — coeficient care depinde de ritmul încălzirii.

Pentru obținerea coeficientului k se determină în prealabil coeficientul de difuzivitate al unei probe de cuarț amorf ale cărui constante termice sînt cunoscute. Valoarea coeficientului este o constantă pentru instalație.

Căldura specifică a probei de rocă se determină cu relația:

$$c_a = \frac{\lambda}{a \cdot \delta} [\text{kcal/m}^3 \cdot \text{grad}]. \quad (5.26)$$

Determinarea constantelor termofizice trebuie să se raporteze la temperatura medie a probelor, respectiv $\frac{1}{2} (t_I + t_{II})$, pe durata

întregii experimentări (de la 20°C la 600°C). În acest scop, în încercarea cu schimb de căldură prin convecție, pe părțile laterale ale suprafeței probei 1 și a tijei 2 se face o termoecranizare. Temperatura ecranului termic 3 se menține egală cu temperatura tijei pe toată durata experimentării. Aceasta se realizează cu ajutorul transformatorului 4, la ieșirea căruia tensiunea se schimbă regulat cu ajutorul reductorului de la un electromotor tip DSD.

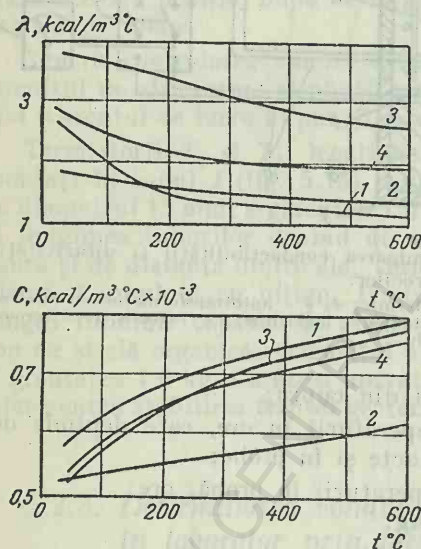


Fig. 5.17. Dependența λ și C de temperatură: 1 — cuarțit cu granulație mare; 2 — cuarțit cu granulație fină; 3 — cuarțit cu amfibol și magnetită cu stratificație paralelă cu fluxul de căldură; 4 — idem, perpendicular pe fluxul de căldură.

Determinarea temperaturilor în punctele I și II se face cu un termocuplu Cr-Al și cu potențiometrul KP-59 (6). Timpul de variație a temperaturii în aceste puncte se măsoară cu un cronometru, la intervale egale,

cînd temperatura din punctul II trebuie să fie egală cu aceea din punctul I. Determinarea însușirilor termice ale rocilor se face cu o eroare de 5%. În fig. 5.17 sînt reprezentate curbe după datele rezultate din experimentări pentru cîteva tipuri de roci. Din aceste curbe se observă cum conductibilitatea termică a rocilor scade pe măsură ce crește temperatura.

5.2.4. Conductibilitatea termică a rocilor poroase

Conductibilitatea termică a rocilor poroase apare ca o funcție complexă a tuturor fazelor sale componente. Transmiterea energiei termice în rocile poroase poate avea loc fie prin conducție, fie prin convecție în spațiul poros umplut. Totuși, dacă dimensiunile porilor în comparație cu volumul de rocă sînt mici, atunci influența fenomenului de convecție poate să nu fie luată în considerare. Transmiterea căldurii prin radiație poate fi de asemenea neglijată dacă temperatura de încălzire a rocilor nu depășește 1000°C.

Conductibilitatea termică a rocilor poroase uscate este întotdeauna mai mică decît a rocilor compacte, deoarece aerul conținut în ele are conductibilitate termică foarte mică (v. tabelul 5.8). De exemplu, conductibilitatea termică a nisipului este de 6—7 ori mai mică decît a gresiilor compacte tari.

Tabelul 5.6. Însușirile termice ale fazelor, care pot fi găsite în structura rocilor

Faza	Conductibilitatea termică J/m.s.grd	Căldura specifică kJ/kg.grd
Gheață	2,83	2,05
Apă	0,58	4,16
Aer	0,023	1,00

Un rol deosebit de important îl joacă forma porilor din roci. Dacă porii din rocă au forma lunguiață (asemănătoare cu a fisurilor) atunci conductibilitatea termică λ_0 se micșorează mult cînd poziția lor este perpendiculară pe curentul de căldură. În acest caz, conductibilitatea termică medie este:

$$\lambda_m = \frac{\lambda_0}{(1-P) + 43,5 P \lambda_0} \quad (5.27)$$

Din contra, dacă fluxul de căldură este paralel cu fisura, atunci:

$$\lambda_m = \lambda_0 (1-P) + \lambda_a P.$$

Deoarece $\lambda_a \ll \lambda_0$,
se poate scrie: $\lambda_m \approx \lambda_0(1-P)$.

Aceste două ecuații descriu relația dintre conductibilitatea termică a rocilor și porozitatea lor. Ecuația $\lambda_m = f(P)$ poate fi diferită, în funcție de forma porilor. Pentru scopuri practice se poate folosi ecuația de tipul:

$$\lambda_m = \lambda_0(1-P)^3. \quad (5.28)$$

Caracteristica ecuației se explică prin influența fisurilor și pătrunderea aerului. În cazul rocilor uscate, toți acești factori provoacă scăderea bruscă a conductibilității termice.

Umezeala în roci provoacă creșterea conductibilității termice (fig. 5.18). Cu toate acestea, deși conductibilitatea termică $\lambda_{apă}$ este mai mică

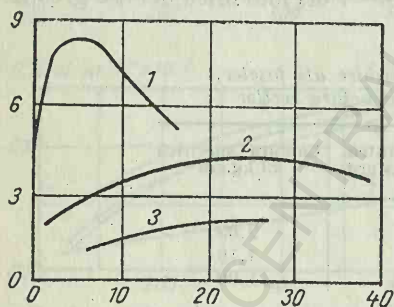


Fig. 5.18. Dependența dintre difuzivitatea termică (α) și umiditate (w) la roci:
1 — nisip cuarțos; 2 — argilă; 3 — cărbune.

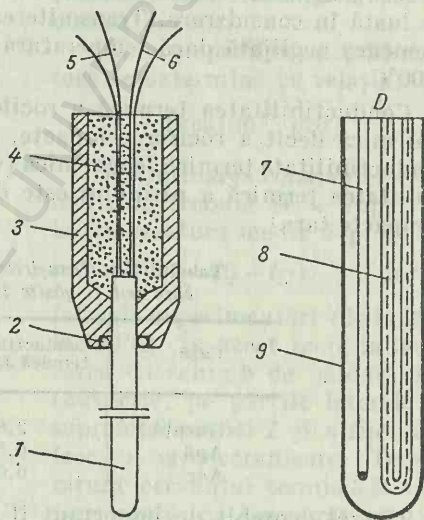


Fig. 5.19. Sondă de conductibilitate termică:
1 — tub palpat; 2 — garnitură; 3 — plexi;
4 — rășină sintetică; 5 — fire termocuplu spre voltmetrul electronic; 6 — fire filament spre baterie; D — detaliu tub palpat; 7 — termocuplu; 8 — filament de încălzire în tub capilar;
9 — tub cu diametrul de 2 mm.

decît la minerale, totuși conductibilitatea termică medie λ_m a rocilor poroase umede niciodată nu ajunge să tindă sau să fie egală cu λ_0 a rocilor cu pori mici. Experimentările arată că conductibilitatea termică

a umpluturii din porii materialului poate fi exprimată cu următoarea formulă empirică:

$$\lambda_u = 0,56 \frac{w}{P} + 0,023. \quad (5.29)$$

Pentru determinarea umidității rocilor poroase dezagregate se folosesc metode termo-electrice. Practic o astfel de metodă se bazează pe măsurarea temperaturii de echilibru a unui fir metalic parcurs de un curent electric, temperatură ce depinde de conducția termică în mediul înconjurător.

Determinările se fac cu o sondă termo-electrică, constituită dintr-un tub de alamă sau oțel, avînd diametrul de 2 mm și lungimea de 120 mm (fig. 5.19), în care sînt introduse tuburi capilare, avînd un fir de încălzire și un termocuplu. Încălzirea se face cu o baterie de 6 V, iar un reostat menține intensitatea încălzirii la 300 mV sau la 600 mV. Devierile termocuplului se măsoară cu un voltmetru electronic. Se notează, la fiecare 0,01 mV, creșterea temperaturii în funcție de timp.

Conținutul în apă al rocii este legat de panta dreptei obținute în coordonate semilogaritmice, în care pe ordonată se marchează tensiunea în milivolți a termocuplului și pe abscisă logaritmul timpului. Panta

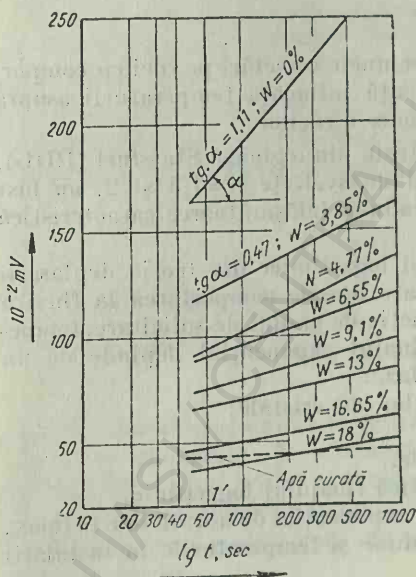


Fig. 5.20. Indicațiile termocuplului într-un nisip umed (intensitatea încălzirii 600 mA).

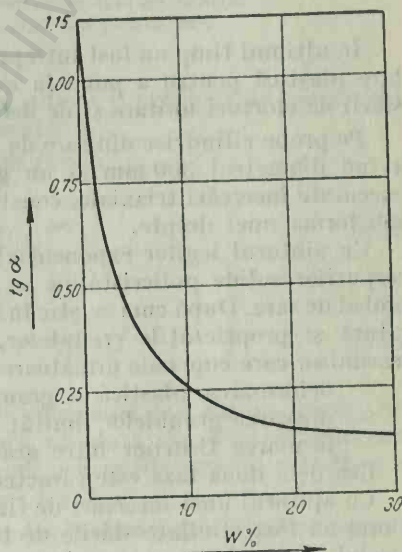


Fig. 5.21. Conținutul de apă în nisip în funcție de tg α .

se stabilește între 1 și 10 minute. Deoarece punctele înregistrate în primul minut corespund încălzirii termocuplului, ele nu se iau în considerare.

În fig. 5.20 este dată relația $w=f(\operatorname{tg} \alpha)$ pentru nisip. Precizia este foarte bună pentru conținuturi mici de apă. În fig. 5.21 se arată pantele obținute la stabilirea umidității unui nisip de 0,4 mm.

Încercările făcute la aplicarea metodei la argile au pus în evidență anomalii datorate unor fenomene de convecție de care trebuie să se țină seama la interpretarea rezultatelor. Metoda poate servi și pentru măsurarea porozității rocilor sedimentare cind acestea sînt saturate cu apă.

Relația dintre conductibilitatea termică și umiditate variază cu tipul de rocă: de aceea este necesară ridicarea de curbe de etalonare cît mai precise și mai reprezentative.

5.2.5. *Legătura între temperatură și starea de eforturi unitare din rocă*

În ultimul timp au fost întreprinse unele cercetări pe roci cu comportare plastică pentru a pune în evidență influența temperaturii asupra stării de eforturi unitare și de deformare a rocilor.

Pe probe cilindrice din sare de potasiu din regiunea Stassfurt (RDG), avînd diametrul 300 mm și un grad de sveltețe $\lambda=1,5$ și 2, au fost executate încercări triaxiale, construindu-se înfășurătoarea caracteristică sub forma unei drepte.

Cu ajutorul legilor exponențiale și logaritmice din teoria deplasării corpurilor solide policristaline se poate descrie comportarea la fluaj a probei de sare. După cum se știe în funcție de gradul de solicitare, temperatură și proprietățile cristalelor, fluajul exponențial depinde de un mecanism care cuprinde următoarele faze:

- deformarea plastică a granulelor de cristale;
- mișcarea granulelor limită;
- formarea fisurilor între granule.

Cea de a doua fază este caracteristică fluajului logaritmice.

Cu ajutorul unei încercări de fluaj exponențial de durată scurtă (max. 2 ore) au fost studiate stările de tensiune și temperaturile în instalații special construite.

Toate solicitările sînt exprimate nedimensional, sub forma raportului σ/σ_r (unde σ_r este efortul unitar de rupere la temperatura camerei). În fig. 5.22 în funcție de acest raport și de temperatura absolută sînt repre-

zentate curbele limită pentru cele două grade de suplețe λ ale probei de sare, care separă domeniul eforturilor unitare pentru fluajul logaritm (porțiunea hașurată) și fluajul exponențial. Zona nehașurată conține solicitările și temperaturile la care se produce fluajul exponențial cu

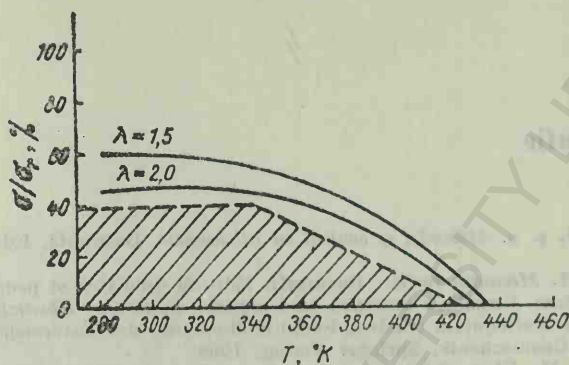


Fig. 5.22. Curbe-limită ale eforturilor unitare funcție de temperatura absolută stabilite pentru sare

deformări mari. Astfel găurile de foraj adinci și netubate se pot închide complet plastic sau prin surparea peretelui.

Legea exponențială se exprimă sub forma:

$$\varepsilon(t) = a(t/t_0)^m \quad (5.30)$$

cu $t_0 = 1$ oră; $m = 0,35$.

Luînd

$$a(\sigma, T) = a' \cdot T^k \cdot (\sigma/\sigma_r)^l \quad (5.31)$$

unde σ este efortul unitar la rupere în domeniul de tensiune respectivă; a', k, l — constante; T — temperatura absolută, în K°), determinarea relației între efort unitar și temperatură pentru deformarea prin fluaj se reduce la determinarea parametrilor a', k și l .

Pe baza mai multor date obținute din încercări de fluaj s-au obținut valorile medii:

$$a' = 4,1 \cdot 10^{-26} \text{ grad}^{-9};$$

$$k = 9; l \approx 1; m = 0,35,$$

astfel că ecuația (5.30) devine:

$$\varepsilon(t) = 4,1 \cdot 10^{-26} T^{-9} \cdot (\sigma/\sigma_r) (t/t_0)^{0,35}, \quad (5.32)$$

care reprezintă dependența între temperatură, efort unitar și timp în cazul deformării prin fluaj a sării geme de potasiu din regiunea Stassfurt.

Bibliografie

1. Făcăoaru, I. ș. a. *Măsurări și control cu ultrasunete*, București, Editura Tehnică, 1965.
2. Stamatiu, M. *Mecanica rocilor*, București, Editura didactică și pedagogică, 1962.
3. Link, H. *Zum Verhältnis seismisch und statisch ermittelter Elastizitätsmodul von Fels*. XVIII Kolloquium (Ludwig-Föppl-Kolloquium) der Österreichischen Gesellschaft für Geomechanik, Springer Verlag, 1968.
4. Rousset, J. M. *Étude théorique et expérimentale du module dynamique de massifs rocheux*. Revue de l'Industrie Minière, nr. 8, 1968.
5. Knoll, P. ș. a. *Methode zur Berechnung der zeitabhängigen Belastung auf eine Bohrlochschaukelung im Salzgebirge*. Neue Bergbautechnik, aprilie 1971.
6. Militzer, H. ș. a. *Vibratorseismische Messungen „in situ“ zur Bestimmung eines frequenzabhängigen Absorptionskoeffizienten*, Bergakademie, nr. 9, 1968. RDG.
7. Cristeseu, N. *Dynamic plasticity*, Amsterdam, 1968.
8. Niggli, P. *Gesteine und Minerallagerstätte*, I cap. IV: Geophysikalische Grundlagen zur Gesteins- und Minerallagerstättenkunde, Basel, 1948, Freiburger Forschungshefte C 15-Geophysik, 1954.
9. Singhal, R. K. *Rock stress measurement*, Mining Magazine, dec. 1970.
10. Masuda, H. *Utilization of elastic longitudinal wave velocity for determining the elastic property of dam foundation rock*, 8th International Congress of Large Dams Edinbourg, Great Britain, 4-8 may, 1964.
11. Pirondel, M. J. *Manuel pratique de contrôle par ultrasons*, Eyrolles, Paris, 1968.
12. Fotă, D. *Metodologia de cercetare și rezultatele utilizării ultrasunetelor la determinarea unor caracteristici de rezistență ale sării geme*. Revista Minelor, nr. 10, 1970.

Col. Gen.

26.10.1971



EDITURA TEHNICĂ